

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LA PEÑA PARAJE TUICHUL,
SAN MIGUEL IXTAHUACÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO POR:
EIDA LIGIA LÓPEZ MAZARIEGOS

ASESOR: ING. MARIO ROLANDO LUIS LÓPEZ
REVISOR: ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

SAN MARCOS, SEPTIEMBRE DE 2024.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LA PEÑA PARAJE TUICHUL,
SAN MIGUEL IXTAHUACÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**

EIDA LIGIA LÓPEZ MAZARIEGOS

SAN MARCOS, SEPTIEMBRE DE 2024.

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

MIEMBROS DEL CONSEJO DIRECTIVO

MSC. JUAN CARLOS LÓPEZ NAVARRO

DIRECTOR

LICDA. ASTRID FABIOLA FUENTES MAZARIEGOS

SECRETARIA CONSEJO DIRECTIVO

ING. AGR. ROY WALTER VILLACINDA MALDONADO

REPRESENTANTE DOCENTE

LIC. OSCAR ALBERTO RAMÍREZ MONZÓN

REPRESENTANTE ESTUDIANTIL

BR. LUIS DAVID CORZO RODRÍGUEZ

REPRESENTANTE ESTUDIANTIL

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

COORDINACIÓN ACADÉMICA

COORDINADOR ACADÉMICO	PhD. ROBERT ENRIQUE OROZCO SÁNCHEZ
PRODUCTOR AGRÍCOLA E INGENIERO AGRÓNOMO CON ORIENTACIÓN EN AGRICULTURA SOSTENIBLE	ING. AGR. CARLOS ANTULIO BARRIOS MORALES
COORDINADOR, CARRERA PEDAGOGÍA Y CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN	LIC. ANTONIO ETHIEL OCHOA LÓPEZ
COORDINADORA, CARRERA TRABAJO SOCIAL	MSC. AMINTA ESMERALDA GUILLEN RUÍZ
COORDINADOR, CARRERA ADMINISTRACIÓN DE EMPRESAS	ING. VICTOR MANUEL FUENTES LÓPEZ
COORDINADORA, CARRERA ABOGADO Y NOTARIO Y LICENCIATURA EN CIENCIAS JURÍDICAS Y SOCIALES	LIC. MAURO ESTUARDO RODRÍGUEZ HERNÁNDEZ
COORDINADOR, CARRERA MÉDICO Y CIRUJANO	DR. BYRON GEOVANY GARCÍA OROZCO

COORDINADOR, CARRERA
INGENIERÍA CIVIL

ING. OSCAR ERNESTO
CHÁVEZ ANGEL

COORDINADOR, CARRERA
PEDAGOGÍA EXTENSIÓN DE
SAN MARCOS

MSC. NELSON DE JESÚS
BAUTISTA LÓPEZ

COORDINADOR, EXTENSIÓN
PLAN FIN DE SEMANA, TEJUTLA

LICDA. MIRNA LISBET DE LEÓN
RODRÍGUEZ

COORDINADOR, EXTENSIÓN
PLAN FIN DE SEMANA
MALACATÁN

LICDA. JULIA MARITZA
GÁNDARA GONZÁLEZ DE
ALMENGOR

COORDINADOR, EXTENSIÓN
TACANÁ

LICDA. MARVIN EVELIO
NAVARRO BAUTISTA

COORDINADOR, INSTITUTO DE
INVESTIGACIONES -IDICUSAM-

DR. ROBERT ENRIQUE
OROZCO SÁNCHEZ

COORDINADOR DE EXTENSIÓN

LIC. MARIO RENÉ REQUENA

COORDINADOR, CARRERA
CONTADURÍA PÚBLICA Y AUDITORÍA

LIC. CARLOS EDELMAR
VELÁSQUEZ GONZÁLES

COORDINADOR, EXTENSIÓN PLAN
DIARIO Y FIN DE SEMANA,
IXCHIGUÁN

ING.AGR.MIGUEL AMÍLCAR
LÓPEZ LÓPEZ

COORDINADOR, CARRERA
PROFESORADO EN
EDUCACIÓN PRIMARIA
BILINGÜE INTERCULTURAL

MSC. DANILO ALBERTO
FUENTES BRAVO

COORDINADOR, CARRERAS
CIENCIAS POLÍTICAS,
RELACIONES INTERNACIONALES
Y SOCIOLOGÍA

LIC. YOVANI ALBERTO
CUX CHAN

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL**

TRIBUNAL EXAMINADOR DE EPS

ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

ING. EDWIN RENÉ BARRIOS SANDOVAL

ING. VICTOR LEONARDO JUÁREZ CARDENAS

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE SAN MARCOS
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TRIBUNAL EXAMINADOR

MSC. JUAN CARLOS LÓPEZ NAVARRO

DIRECTOR

PhD. ROBERT ENRIQUE OROZCO SÁNCHEZ

COORDINADOR ACADÉMICO

ING. OSCAR ERNESTO CHÁVEZ ANGEL

COORDINADOR DE CARRERA

ING. MARIO ROLANDO LUIS LÓPEZ

ASESOR

ING. LUIS CARLOS RODRÍGUEZ CAMEROS

REVISOR

San Marcos, 20 de febrero del 2024

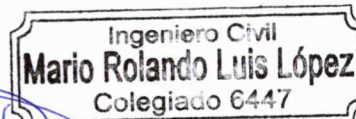
Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros
Coordinador de Unidad de EPS
Carrera de Ingeniería Civil

Estimado Ingeniero Luis Carlos Rodríguez Cameros:


Por este medio atentamente le informo que, como Asesor de la práctica de Ejercicio Profesional Supervisado EPS, del estudiante universitario **Eida Ligia López Mazariegos**, Registro Académico **201744984** y CUI **3009 8885 0101** de la Carrera de Ingeniería Civil, le brindé asesoría en la realización del informe, cuyo título es; **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LA PEÑA A PARAJE TUICHUL, SAN MIGUEL IXTAHUACÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el tramite respectivo, sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,



Ingeniero Civil
Mario Rolando Luis López
Colegiado 6447



Ing. Mario Rolando Luis López
Colegiado activo 6447
Asesor de EPS

San Marcos, 4 de Abril del 2024

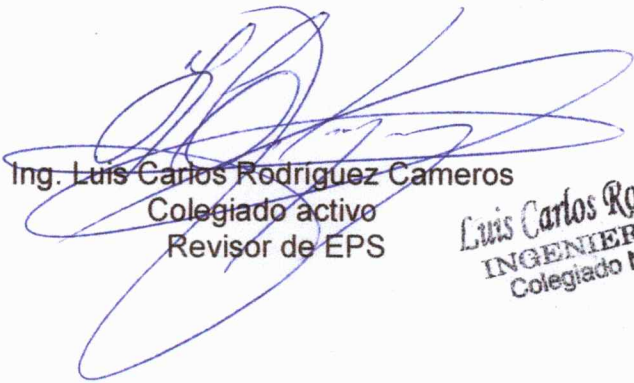
Comisión de Unidad de EPS
Carrera de Ingeniería Civil

Estimada Comisión de Unidad de EPS

Por este medio atentamente le informo que, como Revisor de la práctica de Ejercicio Profesional Supervisado EPS, del estudiante universitario **Eida Ligia López Mazariegos**, Registro Académico **201744984** y CUI **3009 8885 0101** de la Carrera de Ingeniería Civil, le brindé asesoría en la realización del informe, cuyo título es; **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LA PEÑA A PARAJE TUICHUL, SAN MIGUEL IXTAHUACÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el tramite respectivo, sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,



Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros
Colegiado activo
Revisor de EPS

Luis Carlos Rodríguez C.
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 10212

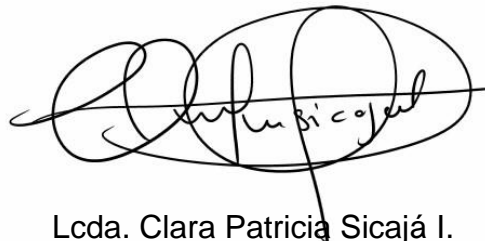
Guatemala, 30 de julio de 2024

Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros
Coordinador de Unidad de EPS
Centro Universitario de San Marcos -CUSAM-
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Respetable ingeniero

Me dirijo a usted para informarle que he revisado el informe final del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) titulado “**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LA PEÑA A PARAJE TUICHUL, SAN MIGUEL IXTAHUACÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**”, realizado por: **Eida Ligia López Mazariegos**, estudiante de la carrera de **Ingeniería Civil** con número de carné **201744984**. El informe cumple con los parámetros formales requeridos, por lo cual cuenta con mi aprobación y extendiendo la presente, para que la estudiante continúe con el proceso para optar al grado respectivo.

Agradeciendo su atención y deseándole éxitos en sus actividades profesionales, me suscribo.



Lcda. Clara Patricia Sicajá I.

Colegiado No. 47786

Revisora de tesis

Clara Patricia Sicajá I.
Licenciada en Pedagogía
y Administración Educativa
Colegiado No. 47786





USAC

TRICENTENARIA

Universidad de San Carlos de Guatemala

Centro Universitario de San Marcos | CUSAM

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

San Marcos, San Marcos

12 de septiembre de 2,024

Ing. Oscar Ernesto Chávez Ángel.
Coordinador.
Carrera de Ingeniería Civil.
Centro Universitario de San Marcos.

Respetable ingeniero, me es grato saludarle deseando éxitos en sus actividades tanto profesionales como personales.

Por este medio le envié el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), titulado: "**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LA PEÑA A PARAJE TUICHUL, SAN MIGUEL IXTAHUACÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS.**", que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Eida Ligia López Mazariegos**, CUI **3009 88885 0101** y registro académico **201744984**, quien fue debidamente asesorada por el Ing. Mario Rolando Luis López y asimismo contando con la revisión del Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley referido trabajo y existiendo la aprobación del Asesor, Revisor y Lingüista apruebo su contenido, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme

Atentamente:


Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros.

Coordinador

Unidad del Ejercicio Profesional Supervisado





USAC

TRICENTENARIA

Universidad de San Carlos de Guatemala

Centro Universitario de San Marcos | CUSAM

CARRERA: INGENIERÍA CIVIL

Transc. EPSICCUSAM 09-2024.

12 de septiembre de 2,024.

Ingeniero: Oscar Ernesto Chávez Ángel.
Coordinador Carrera de Ingeniería Civil.
Centro Universitario de San Marcos.

Para su conocimiento y efectos, transcribo a usted el punto CUARTO APROBACIÓN DE TRABAJOS DE GRADUACIÓN 4.2 del acta no. 007-2024 de sesión ordinaria del Departamento del Ejercicio Profesional Supervisado realizada de manera presencial el 05 de septiembre de 2,024 que dice:

Se tuvo a la vista la solicitud presentada el día 4 de septiembre del año 2,024, por la estudiante: **Eida Ligia López Mazariegos**, carné **201744984** la cual dice:

Yo, **Eida Ligia López Mazariegos**, con número de carné **201744984**, con cierre de pensum de la licenciatura de la carrera de Ingeniería Civil, me permito solicitar, **DICTAMEN FINAL**, del tema: **“DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LA PEÑA A PARAJE TUICHUL, SAN MIGUEL IXTAHUACÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS”**, habiendo cumplido con lo establecido por el asesor Ing. Mario Rolando Luis López, así mismo el revisor Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros, Lingüista, Lic. Clara Patricia Sicajá, Coordinador EPS Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros, para el efecto adjunto el informe correspondiente y los dictámenes emitidos por los profesionales antes mencionados.

Para lo cual la Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado de la Carrera de Ingeniería Civil, de conformidad con el artículo 21 inciso c. del normativo vigente, por unanimidad, **APRUEBA** el Trabajo denominado: **“DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LA PEÑA A PARAJE TUICHUL, SAN MIGUEL IXTAHUACÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS”**, presentado por la estudiante: **Eida Ligia López Mazariegos** carné **201744984**, presentado como informe final de Trabajo de Graduación. El presente acuerdo deberá remitirse a la Coordinación de la Carrera de Ingeniería Civil para su conocimiento y efectos de conformidad con la normativa vigente del Ejercicio Profesional Supervisado.


Ing. Luis Carlos Rodríguez Cameros
Secretario

Unidad del Ejercicio Profesional Supervisado
Ingeniería CUSAC-CUSAM



CC. Archivo.

ESTUDIANTE: EIDA LIGIA LÓPEZ MAZARIEGOS
CARRERA: INGENIERÍA CIVIL.
CUSAM, Edificio.

Atentamente transcribo a usted el Punto **QUINTO: ASUNTOS ACADÉMICOS, inciso a) subinciso a.13) del Acta No. 016-2024**, de sesión ordinaria celebrada por la Coordinación Académica, el 18 de septiembre de 2024, que dice:

“QUINTO: ASUNTOS ACADÉMICOS: a) ORDENES DE IMPRESIÓN. CARRERA: INGENIERÍA CIVIL. a.13) La Coordinación Académica conoció Providencia No. IC-CUSAM-35-2024, de fecha 17 septiembre de 2024, suscrita por el Ing. Oscar Ernesto Chávez Angel, Coordinador Carrera Ingeniería Civil, a la que adjunta solicitud de la estudiante: EIDA LIGIA LÓPEZ MAZARIEGOS, Carné No. 201744984, en el sentido se le **AUTORICE IMPRESIÓN DE LA TESIS DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LA PEÑA A PARAJE TUICHUL, SAN MIGUEL IXTAHUACÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, previo a conferírsele el Título de INGENIERO CIVIL. La Coordinación Académica en base a la opinión favorable del Asesor, Comisión de Revisión y Coordinador de Carrera, **ACORDÓ: AUTORIZAR IMPRESIÓN DE LA TESIS DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LA PEÑA A PARAJE TUICHUL, SAN MIGUEL IXTAHUACÁN, DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS**, la estudiante: EIDA LIGIA LÓPEZ MAZARIEGOS, Carné No. 201744984, previo a conferírsele el Título de INGENIERO CIVIL.”

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ph.D. Robert Enrique Orozco Sánchez
Coordinador Académico



c.c. Archivo
RE6S/ejle

ACTO QUE DEDICO A:

- Dios** Por ser fuente interminable de sabiduría, conocimiento e inteligencia.
- Mis padres** Alexander López y Ligia Mazariegos, por darme un buen ejemplo de vida y apoyarme en cada paso de mi carrera.
- Mis hermanos** Sherelin y Dennis López, por su apoyo y cariño sincero.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por darme sabiduría y vida para lograr alcanzar esta meta.
Universidad de San Carlos de Guatemala, CUSAM	Por ser mi casa de estudios y ampliar mis conocimientos.
Mi familia	Por ayudarme y apoyarme a lo largo de mi carrera.
Mi asesor	Ingeniero Mario Luis López por brindarme asesoría para lograr culminar el presente trabajo.
Ingeniero	Alejandro Juárez por su apoyo incondicional y motivarme siempre.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
OBJETIVOS	XXI
JUSTIFICACIÓN	XXIV
1. MONOGRAFÍA DE SAN MIGUEL IXTAHUACÁN	1
1.1. Reseña histórica	1
1.2. Localización y ubicación geográfica	4
1.3. Extensión territorial	5
1.4. Vías de acceso	2
1.5. Suelo y topografía	5
1.6. Clima	3
1.7. Población e idioma	5
1.8. Servicios públicos	6
1.9. Información diagnóstica sobre necesidad en caserío La Peña	6
2. MARCO TEÓRICO	7
2.1. Definición de puente	7
2.2. Partes de un puente	8
2.2.1. Subestructura	8
2.2.2. Estribos	8

2.2.3.	Pilares	8
2.2.4.	Superestructura	8
2.2.4.1.	El tablero	8
2.2.4.2.	Estructura portante o estructura principal	9
2.3.	Cargas.....	9
2.3.1.	Cargas por peso propio y peso muerto	9
2.3.2.	Carga muerta	10
2.3.3.	Carga viva	10
2.3.4.	Cargas reales	11
2.3.5.	Carga viva de diseño.....	11
2.4.	Fuerzas	12
2.4.1.	Fuerzas longitudinales	12
2.4.2.	Fuerzas de levantamiento	13
2.4.3.	Fuerza de la corriente	13
2.5.	Tipos de puentes.....	13
2.5.1.	Según su estructura	14
2.5.1.1.	Puentes de vigas.....	14
2.5.1.2.	Puentes continuos.....	14
2.5.1.3.	Puentes de arcos	15
2.5.1.4.	Puentes de armadura.....	16
2.5.1.4.1.	Rígida.....	16
2.5.1.4.2.	Sencilla.....	16
2.5.1.5.	Puentes móviles.....	17
2.5.1.5.1.	Puentes basculantes.....	17
2.5.2.	Según su material	17
2.5.2.1.	Puentes de cuerdas	17
2.5.2.2.	Puentes de madera	18
2.5.2.3.	Puentes de mampostería	18

	2.5.2.4.	Puentes de acero.....	18
	2.5.2.5.	Puentes de hormigón armado.....	19
	2.5.2.6.	Puentes de hormigón preesforzado.....	19
	2.5.2.7.	Puentes mixtos	20
2.6.		Elección del tipo de puentes.....	21
2.7.		Función de los puentes.....	22
	2.7.1.	Clasificación de los puentes	22
	2.7.2.	Clasificación por función	23
	2.7.3.	Clasificación por sistema constructivo	23
	2.7.4.	Clasificación por tipo de estructura	23
2.8.		Definición de concreto	24
	2.8.1.	Tipos de concreto	24
	2.8.1.1.	Concreto convencional	24
	2.8.1.2.	Concreto estructural	25
	2.8.1.3.	Concreto edades tempranas.....	25
	2.8.1.4.	Concreto permeable	25
	2.8.1.5.	Concreto ligero	25
	2.8.1.6.	Concreto de alta resistencia	26
2.9.		Definición de acero.....	26
	2.9.1.	Tipos de acero.....	26
2.10.		Materiales empleados en la construcción de puentes.....	27
	2.10.1.	Para las pilas y estribos.....	27
	2.10.2.	Para la superestructura	27
3.		ESTUDIOS DE CAMPO	29
	3.1.	Levantamiento topográfico	29
	3.2.	Estudio hidrológico e hidráulico	29
	3.3.	Estudios de suelos	32
	3.3.1.	Ensayos de valor soporte triaxial.....	32

3.3.2.	Límites de Atterberg y granulometría	34
4.	FASE DE ESTUDIO TÉCNICO PROFESIONAL	37
4.1.	Diseño de puente vehicular en el caserío la Peña	37
4.1.1.	Especificaciones de diseño	37
4.2.	Predimensionamiento usando recomendaciones AASHTO	38
4.2.1.	Losa	38
4.2.2.	Viga	39
4.3.	Diseño de puente vehicular en el caserío La Peña	41
4.4.	Diseño de la superestructura	41
4.4.1.1.	Diafragmas externos	42
4.4.1.2.	Diafragmas internos	42
4.4.2.	Diseño de losa.....	42
4.4.2.1.	Línea de influencia	46
4.5.	Diseño de viga	65
4.5.1.	Diseño de viga interior.....	65
4.5.2.	Diseño de viga exterior.....	87
4.6.	Espectro de respuesta sísmica	87
4.7.	Diseño de dispositivos de apoyo (neopreno)	90
4.8.	Diseño de estribos.....	103
4.9.	Diseño de viga pilar.....	133
4.9.1.	Diseño por cortante	140
4.10.	Diseño de pilares	142
4.11.	Diseño de zapata corrida	145
4.12.	Diseño de protección de zapata corrida	151
4.13.	Complementos del puente	152
4.13.1.	Diseño de barandal	152
4.13.2.	Acera peatonal	153
4.13.3.	Diseño de losa de aproximación	153
4.13.4.	Diseño de losa de aproximación	153

4.13.5.	Diseño de juntas de dilatación	154
4.14.	Comparación de resultados, cálculos manuales y CSiBridge	155
4.14.1.	Viga	159
4.14.2.	Verificación de deflexiones y acero longitudinal ...	161
4.15.	Medidas de mitigación	165
5.	ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO Y PLANOS.....	167
5.1.	Presupuesto	167
5.2.	Integración de precios unitarios.....	167
5.3.	Resumen de presupuesto.....	167
	CONCLUSIONES	169
	RECOMENDACIONES	171
	REFERENCIAS	173

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

Figura 1.	Puente vigas continuas.....	15
Figura 2.	Predimensionamiento estructural	41
Figura 3.	Momento en banquetta y baranda	43
Figura 4.	Peso estipulado camión de diseño HL-93.....	46
Figura 5.	Línea de influencia.....	47
Figura 6.	Línea de influencia con un carril cargado	48
Figura 7.	Momentos generados por carga dinámica.....	49
Figura 8.	Momentos positivos	50
Figura 9.	Peralte efectivo para el acero negativo.....	54
Figura 10.	Resumen distribución de acero	59
Figura 11.	Distribución de acero en viga.....	86
Figura 12.	Espectro de respuesta sísmica	89
Figura 13.	Dimensiones del Neopreno.....	103
Figura 14.	Cargas distribuidas en el estribo.....	105
Figura 15.	Localización de valores en la pantalla del estribo	122
Figura 16.	Diagrama de momentos por Resistencia I.....	133
Figura 17.	Diagrama de momentos por Servicio I.....	134
Figura 18.	Diagrama de momentos por Servicio I.....	145
Figura 19.	Área de protección de zapata corrida	151
Figura 20.	Diseño de junta de dilatación.....	154
Figura 21.	Momento Negativo, Servicio I.....	157
Figura 22.	Momento Negativo, Resistencia I	157
Figura 23.	Momento Positivo, Servicio I.....	158

Figura 24.	Momento Positivo, Resistencia I	158
Figura 25.	Momento por Servicio I.....	159
Figura 26.	Momento por Resistencia I.....	160
Figura 27.	Momento por Fatiga I	161
Figura 28.	Deflexión por HL-93 sin carga de carril	162
Figura 29.	Deflexión por DC+25% HL-93	162
Figura 30.	Integración de acero longitudinal.....	163
Figura 31.	Verificación de momentos	163
Figura 32.	Integración de acero por corte.....	164
Figura 33.	Verificación de cortante	165

TABLAS

Tabla 1.	Población caserío La Peña.....	6
Tabla 2.	Peso específico para algunos materiales	10
Tabla 3.	Resultados de estudios de laboratorio de suelos	34
Tabla 4.	Factor de presencia múltiple	47
Tabla 5.	Momentos positivos por cargas en la franja interior.	51
Tabla 6.	Criterios para factores de mayoración.....	69
Tabla 7.	Listado de amenazas sísmicas y velocidad básica del viento	87
Tabla 8.	Coeficientes de dilatación.....	92
Tabla 9.	Factor de forma mínima en una capa de neopreno.....	94
Tabla 10.	Deformaciones por compresión para elastómero	99
Tabla 11.	Cálculo de cargas verticales por peso propio del estribo.	106
Tabla 12.	Cálculo de cargas verticales por peso propio del estribo.	107
Tabla 13.	Resumen de cargas verticales.	108
Tabla 14.	Resumen de cargas horizontales.	111
Tabla 15.	Cargas verticales calculadas.....	111
Tabla 16.	Momentos estabilizados por cargas muertas	112

Tabla 17.	Cargas horizontales	112
Tabla 18.	Momentos de vuelco por cargas horizontales.....	113
Tabla 19.	Chequeo por volteo	114
Tabla 20.	Presiones actuales en la base del estribo.....	115
Tabla 21.	Presiones actuales en la base del estribo.....	116
Tabla 22.	Cargas verticales Vu, estribo sin subestructura.....	117
Tabla 23.	Momento estabilizador por cargas verticales.....	117
Tabla 24.	Momentos horizontales, estribo sin subestructura del puente ...	118
Tabla 25.	Vuelco alrededor del punto A.....	118
Tabla 26.	Deslizamiento en base del estribo	119
Tabla 27.	Presiones actuantes en la base del estribo.	121
Tabla 28.	Momentos en la pantalla de estribo	121
Tabla 29.	Momentos Negativos en Losa	155
Tabla 30.	Momentos Positivos en Losa	156
Tabla 31.	Momentos Mayorados en viga.....	159
Tabla 32.	Momentos por fatiga	160
Tabla 33.	Deflexiones máximas.....	161

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
EQterr	Acción sísmica del terreno
h_{viga}	Altura mínima de la viga
y	Altura para el área a compresión
b_{efec}	Ancho efectivo (m)
φ	Ángulo de fricción interna
AT	Ancho tributario
A	Área Tributaria de la cuenca
A_s	Área de acero
A_{total}	Área total de acero
b	Base
b_{viga}	Base de la viga
J_d	Brazo entre esfuerzo a tensión y compresión
Q_{adm}	Capacidad admisible del suelo
C_m	Carga concentrada para momento
CB	Carga de Frenado
W	Carga muerta
q_a	Carga Última
Q	Caudal
μ	Coefficiente de fricción
ϕ_{corte}	Coefficiente de reducción de capacidad
C	Cohesión
V_s	Cortante resistente del acero
ρ₁	Cuantía del refuerzo (Adi)

ΔU	Desplazamiento mayorado
H	Diferencia de altura
eg	Distancia entre centroides de losa y viga
fss	Esfuerzo actuante por cargas de servicio
σ	Esfuerzo nominal
t	Espesor de losa
S'	Espacio entre ejes de vigas
ϕ	Factor de reducción de resistencia
FS	Factor de seguridad
IM	Incremento por carga dinámica
I	Intensidad de lluvia
L	Longitud del cauce
L	Luz del tramo del puente
Ms	Momento de franja
Mcr	Momento mínimo
Mu	Momento último
Es	Módulo de elasticidad del acero
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
d	Peralte efectivo
dv	Peralte efectivo de corte
P	Población
Rh	Radio hidráulico
f	Rango máximo de esfuerzos
r	Recubrimiento
dc	Recubrimiento libre
R	Resistencia del suelo
Vc	Resistencia nominal cortante
Smax	Separación máxima
V	Velocidad de flujo

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
ACI	American Concrete Institute
Área de acero	Cantidad de acero que necesita un elemento para cumplir con su función estructural.
ASTM	American Society for Testing and Materials.
AutoCAD	Software en programas de diseño, dibujo, modelado, dibujo arquitectónico e ingeniería en 2D y 3D.
Barandal	Elementos de protección y apoyo para que los peatones transiten un puente.
Carga Muerta	Son las cargas generadas por los elementos propios de la estructura, vigas, losas, columnas entre otros.
Carga Viva	Son las cargas generadas por elementos ajenos a la estructura.
Caudal	Es el volumen de agua que pasa por una sección en un tiempo determinado.

Cimentación	Conjunto de elementos estructurales que se usan para transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyadas a este al suelo en forma distribuida y estas cargas no deben superar la presión admisible del suelo.
Cohesión	Capacidad de una partícula de suelo para adherirse a otra.
Curva	Es una línea no recta en todas sus posiciones
Diafragma	Estos elementos ayudan a las vigas a tener mayor estabilidad y evitar algún tipo de volteo.
Elastómero	Material de gran elasticidad, parecido al caucho.
Estribos	Son elementos colocados a los extremos de un puente, se utilizan para transmitir las cargas de la superestructura y también dan protección contra la erosión.
Gauthey	Sistema de comunicación a través de tubos metálicos.
Losa	Elemento utilizado para transmitir las cargas vehiculares a las vigas principales de un puente.
LRFD	Load and Resistance Factor Design.

Luz	Distancia horizontal interna entre elementos
Momento	Movimiento causado por una fuerza a una distancia de su puente de referencia.
Neopreno	Material aislante que permite absorber el impacto de movimientos horizontales y rotacionales. Su componente básico es el caucho sintético.
Pendiente	Inclinación entre dos puntos con respecto a un plano horizontal.
Puente	Estructura compuesta por una superestructura y una subestructura su función es transmitir las cargas de la superestructura al suelo.
Subestructura	Conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente para transmitir las cargas del suelo.
Suelo	Material con arreglo variable de partículas que dejan entre ellas una serie de poros conectados unos a otros para formar una compleja red de canales de diferentes magnitudes que se conectan tanto con la superficie del terreno, las fisuras y grietas.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.

Recubrimiento	Distancia medida desde la superficie del concreto a la cara de la varilla de acero.
Viga	Elemento diseñado para trabajar a flexión, soportando las cargas de la losa y transmitiéndolas a las vigas de apoyo.
Vigas de apoyo	Diseñadas solo para recibir cargas de aplastamiento.
Zapata	Tipo de cimentación que trabaja aislada, se encarga de recibir las cargas puntuales y transmitirlas al suelo.
Zuncho	Tipo de armado en espiral para un elemento alargado de concreto reforzado.

RESUMEN

Durante los últimos años, Guatemala ha presentado un desarrollo poblacional el cual crea la necesidad de generar nueva infraestructura, con la función de comunicación y resguardo de la población. Por ello, el presente trabajo va enfocado a un proyecto de infraestructura vial, el cual consta del diseño de un puente vehicular con una longitud de 50 metros y un ancho total de 8 metros, con el fin de facilitar el paso sobre el río Cuilco.

Durante el proceso, se realiza un diagnóstico, evaluación y priorización de las necesidades. Siendo considerado de gran necesidad para el desarrollo del municipio de San Miguel Ixtahuacán. Actualmente los vehículos buscan maneras alternas para poder llegar al caserío, arriesgando su vida. La superestructura trabaja como un puente viga losa, realizando levantamiento topográfico, acompañado de estudio hidrológico y estudio de suelos, determinando las capacidades físicas del lugar.

El cálculo final se respalda de memoria de cálculo y se representa gráficamente por medio de planos constructivos; y así mismo se determinó el presupuesto de ejecución financiera.

INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras empleadas con el propósito de brindar la continuidad de una vía ante un accidente geográfico natural como un río; por eso la importancia de establecer estudios de puentes para luego generar dichos proyectos. La construcción de un puente con las especificaciones y diseño adecuado no solamente favorece un mejor transporte en el área, sino que también se puede evaluar un crecimiento económico, mejorando la calidad de vida de la población que hace uso de este.

Mediante el programa del Ejercicio Profesional Supervisado, tendrá como objetivo principal que el estudiante utilice los conceptos necesarios vistos a lo largo de su carrera, siendo realizado en la municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, San Marcos. Proporcionando a la comunidad el diseño estructural de un puente vehicular, diseñado bajo las especificaciones y recomendaciones por la Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transportes Oficiales (AASHTO) para un camión HL-93. Teniendo una longitud de 50 metros y un ancho total de 8 metros, de dos carriles de 3 metros cada uno, teniendo una acera de 1 metro de cada lado, además se implementará un barandal para el resguardo de los peatones.

El trabajo de investigación consta de cinco capítulos, siendo la siguiente estructura: monografía del lugar, marco teórico, estudios de suelos e hidrológicos, diseño del puente vehicular, presupuesto y planos constructivo

OBJETIVOS

General

Diseñar un puente vehicular en caserío La Peña a Paraje Tuichul, San Miguel Ixtahuacán, San Marcos.

Específicos

1. Mejorar la intercomunicación terrestre entre caseríos y aldeas por medio de un puente vehicular que permita a la municipalidad de San Miguel Ixtahuacán obtener mayores beneficios económicos. Brindando a la municipalidad memoria de cálculo, planos y presupuestos necesarios para la construcción de un puente vehicular para beneficio de las comunidades.
2. Realizar los respectivos estudios de suelos, topográficos e hidrológicos requeridos para la elaboración del diseño del puente en caserío La Peña.
3. Implementar soluciones viables para la selección del tipo de puente a construir, considerando la luz del puente.
4. Con el fin de brindar seguridad a la comunidad y a la vida útil de la estructura del diseño del puente será en base a las normas AASHTO LRFD 2020, juntamente con las normas nacionales de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural Sísmica (AGIES).

JUSTIFICACIÓN

El crecimiento constante de las poblaciones a forjado al incremento del desarrollo constructivo de nuevas obras para el beneficio de los habitantes de caserío La Peña a Paraje Tuichul, San Miguel Ixtahuacán, San Marcos ya que no cuentan con un acceso adecuado a su caserío.

Con la construcción del puente vehicular combatiremos los bajos niveles de ingresos económicos de los habitantes disminuirémos los costos de transporte, será más fácil el acceso al comercio, servicios y entidades de salud logrando promover el desarrollo del casco urbano como el de las comunidades aldeañas.

Por último, la apertura de la carretera y el puente vehicular mejorarían la seguridad vial en la región, lo que resultaría en la reducción de los accidentes de tráfico y en una mejor movilidad para los habitantes.

Considerando que este proyecto es muy requerido en la comunidad y que no se ha considerado la importancia y valoración que representa hacia las personas de la comunidad, así como la movilización de un punto a otro, tomando en consideración que actualmente no se puede transitar por la ausencia de una brecha, promoviendo dificultad a los habitantes para desplazarse.

Razón por la cual este proyecto va enfocado a contribuir y mejorar la calidad vial entre la comunidad de caserío La Peña y Paraje Tuichul.

1. MONOGRAFÍA DE SAN MIGUEL IXTAHUACÁN

1.1. Reseña histórica San Miguel Ixtahuacán

El municipio de San Miguel Ixtahuacán fue fundado el 8 de agosto de 1,800. Los primeros pobladores fueron los mames que ya habitaban estas tierras, se encontraban divididos en dos tribus y sus asentamientos se encontraban a orillas del río grande que pasa por el Zapote y Salitre (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2018, p. 9).

Según el diagnóstico municipal, existen varios significados para la palabra Ixtahuacán, uno de ellos es “Se fue el dueño del agua”. Otros dicen “cabeza de culebra” o “siete culebras sobre el agua” porque en la antigüedad en la cabecera municipal había una laguna donde habitaban muchas serpientes hasta que los pobladores abrieron zanjas y el agua corrió para que las serpientes se fueran (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2009, p. 1).

Un relato antiguo explica que el pueblo no se iba a fundar en donde existe actualmente, porque era un lugar cenagoso, por lo que preferían que fuera fundado en el lugar denominado “Tuimines”; lugar a donde llevaron lo necesario, incluyendo la imagen de San Miguel Arcángel y la campana para la Iglesia. Pero al día siguiente, cuando buscaron la imagen de San Miguel no la encontraron en el lugar, sino que ya se había regresado hacia la Ciénaga o Valle Cenagoso que es donde hoy se encuentra la población (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2018, p. 9).

1.2. Localización y ubicación geográfica de San Miguel Ixtahuacán

El municipio de San Miguel Ixtahuacán cuenta con una extensión territorial de 184 kilómetros cuadrados y se encuentra ubicado al nororiente de la cabecera departamental de San Marcos, de la cual dista 65.5 kilómetros y a 314 kilómetros de la capital. Su cabecera municipal se ubica en las coordenadas geográficas Longitud 15° 16' 18,30" y Latitud 91° 41' 56,20", a una altura de 2,065 metros sobre el nivel del mar (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2018, p. 10).

San Miguel Ixtahuacán cuenta con acceso desde el departamento de Huehuetenango, en carretera de asfalto por el municipio de San Gaspar Ixchil y por terracería por el municipio de Santa Bárbara y Malacatancito a la altura del Kilómetro 241 de la carretera interamericana; desde la cabecera departamental de San Marcos se cuenta con acceso por carretera asfaltada (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2018, p. 10).

1.3. Vías de acceso de San Miguel Ixtahuacán

El municipio cuenta con cinco vías de acceso: la carretera que comunica a los municipios de San Gaspar, Ixchil y Colotenango del departamento de Huehuetenango, con bifurcación con carretera interamericana CA-1 que conduce de la Ciudad de Guatemala a Huehuetenango en el km 288.5. Otra vía que conduce de la cabecera municipal hacia la cabecera departamental de San Marcos a una distancia de 64 km, totalmente asfaltada (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2018, p. 12).

La tercera vía es de terracería y conduce de la cabecera municipal, pasando por las aldeas El Salitre, Siete Platos, Horcones y La Cal, y conecta con la Carretera Interamericana CA-1 Guatemala - La Mesilla en el km 241. Otras vías comunican con la cabecera de Sipacapa, pasando por la comunidad de San Antonio los Altos, Agel y la mina Marlín (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2009, p. 19).

Por último, la que comunica al municipio con Concepción Tutuapa, pasando por las comunidades de Chisnán, Tierra Colorada, Las Escobas, Mulebac y El Colmito, y luego la cabecera municipal de Concepción Tutuapa con un recorrido de 14 km (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2009, p. 19).

1.4. Población de San Miguel Ixtahuacán

De acuerdo a información proporcionada por el Instituto Nacional de Estadística–INE-, en el año 2016 el total de población del municipio fue de 39,330 habitantes, y para el 2017 de 39,997; se contempló para el 2018 una población de 40,659 habitantes con más mujeres que hombres (54.23% y 45.77%). En San Miguel Ixtahuacán predomina la población en edad mayor a los 15 años⁴ y del pueblo maya (95%) de la comunidad lingüística mam. El 8.65% es población urbana y el 91.34% población rural; esta es una característica muy peculiar que se manifiesta a nivel departamental y nacional donde a diferencia de la mayoría de las naciones latinoamericanas, Guatemala se caracteriza todavía por ser un país rural (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2009, p. 22).

1.5. Clima

En San Miguel Ixtahuacán, la temporada de lluvia tiende a ser nublada y la temporada seca es parcialmente nublada. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de 5 °C a 25 °C y rara vez baja a menos de 2

°C o sube a más de 27 °C (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2018, p. 16).

1.6. Suelo de San Miguel Ixtahuacán

La mayoría de las comunidades del municipio presenta las siguientes características: En su mayoría quebrado, con una inclinación que oscila desde el 25% hasta el 80%. El principal uso del suelo es para cultivo, especialmente de maíz, frijol y diversidad de frutales. En la mayoría de las comunidades no se cuenta con planes de uso y conservación de los suelos, algunos pobladores realizan terrazas y curvas a nivel de forma empírica (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2018, p. 25).

1.7. Reseña histórica de Caserío La Peña

La Peña anteriormente era un paraje de la aldea El Zapote. Le denominaron así, pues en la parte alta de esta comunidad existe una peña obtuvieron la categoría de caserío en el año 1,998, al momento que sus pobladores gestionaron el proyecto de agua potable (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2018, p. 25).

1.8. Localización y ubicación geográfica Caserío La Peña

San Miguel Ixtahuacán pertenece al departamento de San Marcos. Se localiza en la parte norte de la cabecera departamental. En donde se encuentra el caserío La Peña, ubicado al oriente de la cabecera municipal, de la cual dista 6 kilómetros, a una altura de 1,768 metros sobre el nivel del mar, en las

coordenadas geográficas longitud 15° 17' 25,21" y latitud 91° 41' 48,20" (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2018, p. 28).

1.9. Extensión territorial de Caserío La Peña

Su extensión territorial es de 184 km², lo que equivale al 4.85% del territorio departamental, 3,791 km².

1.10. Suelo y topografía

Los suelos de San Miguel Ixtahuacán son de origen volcánico, de textura franca, franca arcillosa, franca turbosa, franca arenosa, y franco limoso; de la serie Patzité (Pz), Totonicapán (Tp), Camancha erosionada (Cme), Marajuma, Sacapulas, Sinache y Salamá. La topografía es fuertemente ondulada y escarpada. El aprovechamiento de los suelos del territorio dista mucho de ser el óptimo de su vocación, ya que son utilizados sin ningún criterio de uso del suelo de acuerdo con su capacidad y al Plan de Desarrollo Municipal y Ordenamiento Territorial, San Miguel Ixtahuacán, San Marcos 19, existen áreas de bosque sin planes de manejo que reducen riesgos a desastres. Las clases agrológicas que existen dentro del territorio son III, VI y VII (Velásquez, 2000).

1.11. Población e idioma de Caserío La Peña

El caserío La Peña cuenta con una población de 317 personas, 168 hombres y 149 mujeres, que conforman 57 familias que habitan un número similar de casas, las cuales se encuentran construidas en su mayoría de paredes de adobe, láminas de zinc y piso de tierra.

Tabla 1.

Población caserío La Peña

Grupo etario	Hombres	Mujeres	Total
0 – 3 años	28	18	46
4 – 14 años	56	52	108
15 – 19 años	20	21	41
20 – 49 años	55	47	102
Mayores de 50 años	9	11	20
Total	168	149	317

Nota. La tabla muestra la encuesta de la población del caserío La Peña. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel.

Predominan los idiomas, Mam y el castellano; el idioma indígena mayoritario es el Mam.

1.12. Servicios públicos en caserío La Peña

En el caserío La Peña carece de servicio de energía eléctrica; solamente se cuenta con agua potable.

1.13. Información diagnóstica sobre necesidad en caserío La Peña

A pesar de que el caserío forma parte de la aldea El Zapote, actualmente no existe comunicación entre ambas comunidades, dado que no hay forma de cruzar el río Cuilco que los divide. Según indican los pobladores, caminaban seis horas hasta la aldea El Triunfo para poder vender sus productos (Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, 2018, p. 27).

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Definición de puente

El puente es una estructura que forma parte de caminos, carreteras y líneas férreas y canalizaciones, construida sobre una depresión, río u obstáculo cualquiera. Los puentes constan fundamentalmente de dos partes: la superestructura, o conjunto de tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, y la infraestructura (apoyos o soportes), formada por las pilas, que soportan directamente los tramos citados, los estribos o pilas situadas en los extremos del puente, que conectan con el terraplén, y los cimientos, o apoyos de estribos y pilas encargados de transmitir al terreno todos los esfuerzos. Cada tramo de la superestructura consta de un tablero o piso, una o varias armaduras de apoyo y de las riostras laterales. El tablero soporta directamente las cargas dinámicas y por medio de la armadura transmite las tensiones a pilas y estribos. Las armaduras trabajarán a flexión (vigas), a tracción (cables), a flexión y compresión (arcos y armaduras), entre otros.

La cimentación bajo agua es una de las partes más delicadas en la construcción de un puente, por la dificultad en encontrar un terreno que resista las presiones, siendo normal el empleo de pilotes de cimentación. Las pilas deben soportar la carga permanente y sobrecargas sin asentamientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales, viento, grandes riadas, entre otros. Los estribos deben resistir todo tipo de esfuerzos; se construyen generalmente en hormigón armado y formas diversas (American Association of State Highway and Transportation Officials [AASHTO] s.f.).

2.2. Partes de un puente

Se compone de las siguientes partes principales:

2.2.1. Subestructura

Compuesta por estribos y pilares.

2.2.2. Estribos

“Son los apoyos extremos del puente, que transfieren la carga de éste al terreno y que sirven además para sostener el relleno de los accesos al puente”. (AASHTO, s.f., p. 23)

2.2.3. Pilares

“Son los apoyos intermedios, es decir, que reciben reacciones de dos tramos de puente, transmitiendo la carga al terreno” (AASHTO, s.f., p. 23).

2.2.4. Superestructura

Compuesta por tablero y estructura portante.

2.2.4.1. El tablero

“Está formado por la losa de concreto, enmaderado o piso metálico, el mismo descansa sobre las vigas principales en forma directa a través de largueros y viguetas transversales, siendo el elemento que soporta directamente las cargas” (AASHTO, s.f., p. 23).

2.2.4.2. Estructura portante o estructura principal

Es el elemento resistente principal del puente, en un puente colgante sería el cable, en un puente en arco sería el anillo que forma el arco, entre otros. También son parte de esta las vigas, diafragmas, aceras, postes, pasamanos, capa de rodadura y en el caso de puentes para ferrocarriles se tuviera los rieles y los durmientes (Velásquez, 2000).

2.3. Cargas

Entre las diversas solicitaciones que se deben considerar en el diseño de los puentes, se tiene: el peso propio, la carga viva, el impacto, el frenado, el viento, la fuerza de la corriente de agua, la subpresión, la fuerza centrífuga, el sismo y otras particulares como ser el choque de los hielos, entre otros. Las magnitudes de estas solicitaciones están basadas en datos empíricos y están definidas en normas o reglamentos para el diseño de los puentes. En el presente texto se usan las normas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) cuya aplicación fundamental es para puentes camineros (AASHTO, s.f.).

2.3.1. Cargas por peso propio y peso muerto

El peso propio, (pp) es una carga que debe ser definida previo pre-dimensionamiento de la estructura y en ningún caso debe ser menospreciada y tampoco exagerada, ya que la limitación de la longitud de los vanos fundamentalmente se debe al peso muerto de las estructuras. Para el prediseño se tiene una serie de datos que guardan relación con obras que ya han sido construidas. Este peso depende de las dimensiones finales de los elementos;

para su determinación se podrán usar los valores unitarios de algunos materiales más empleados que se muestran en la siguiente tabla (AASHTO, s.f.).

Tabla 2.

Peso específico para algunos materiales

Material	Japonesas	AASHTO	Esp.
Concreto armado	kg/m ³	2,400	2,500 kg/m ³
Acero	kg/m ³	2,400	7,850 kg/m ³
Carpeta asfáltica		2,400 kg/m ³	

Nota. La tabla muestra el peso específico para los materiales a utilizar en el diseño. Obtenido de AASHTO, (s.f.) *Diseño de puentes* (p. 116). AASHTO.

2.3.2. Carga muerta

Está constituido por el peso de todas las partes sobrepuestas del tablero que no forman parte de la estructura resistente, por ejemplo: capa de superficie de rodadura (asfalto), veredas, barandas, rieles, durmientes, cables, tuberías, balasto, entre otros. El peso muerto se calcula de acuerdo con las propiedades y dimensiones de los materiales en cada caso particular (AASHTO, s.f.).

2.3.3. Carga viva

La carga viva en los puentes está constituida por el peso de los vehículos más los efectos derivados por su naturaleza dinámica y móvil. Además, en el caso de los puentes urbanos, se debe considerar la carga viva peatonal en las veredas. Para evitar las confusiones que muchas veces se presentan, es

necesario comprender y diferenciar adecuadamente lo que son estas distintas cargas: (AASHTO, s.f.)

- Cargas reales que circulan por el puente
- Cargas máximas legales
- Cargas de diseño

2.3.4. Cargas reales

“Son cargas móviles que realmente circulan por un puente, estas son de magnitud y distribución muy variada, por ejemplo, un camión volvo de 26.5 toneladas tiene mayor peso que un microbús" (AASHTO, s.f., p. 117).

2.3.5. Carga viva de diseño

La carga viva de diseño es aquella que se utiliza para el diseño estructural. En vista del amplio espectro de tipos de vehículos que pueden actuar sobre un puente de carretera, lo que se hace es utilizar un sistema hipotético de cargas y no un sólo camión de diseño. Con dicho sistema de cargas, debe ser posible simular las condiciones más desfavorables que causan los vehículos reales normales. La carga viva que el proyectista debe utilizar en el diseño se establece en normas, códigos o especificaciones de diseño de puentes. En la fecha, en nuestro país no existe un reglamento para el diseño de puentes. Durante muchos años se han utilizado las especificaciones americanas de la AASHTO y desde hace algunos años se emplean especificaciones como ser especificaciones españolas. En esta sección nos referimos únicamente a la parte básica de la carga viva, es decir, la componente vertical estática que transmiten los vehículos al puente. La amplificación dinámica y demás efectos derivados por la naturaleza móvil de la carga viva son tratados más adelante (AASHTO, s.f.).

2.4. Fuerzas

La fuerza es un fenómeno que modifica el movimiento de un cuerpo, acelerándolo, frenándolo o cambiando el sentido de la forma.

2.4.1. Fuerzas longitudinales

Está constituido por el peso de todas las partes sobrepuestas del tablero que no forman parte de la estructura resistente, por ejemplo: capa de superficie de rodadura (asfalto), veredas, barandas, rieles, durmientes, cables, tuberías, balasto, entre otros. El peso muerto se calcula de acuerdo con las propiedades y dimensiones de los materiales en cada caso particular. Son provocadas por el frenado brusco de los vehículos y su magnitud está dada por el 5 % de la carga viva sin impacto aplicada en todas las fajas de tráfico y desarrollada en la misma dirección. Se emplea la carga equivalente y su correspondiente carga concentrada para el momento según se detalla a continuación:

$$F_r = 0.05(q * L + C_m)n$$

Donde:

Fr = Fuerza longitudinal debida al frenado.

q = Carga equivalente del vehículo especificado.

L = Longitud total del puente.

Cm= Carga concentrada para momento.

n = Numero de fajas de tráfico.

“El centro de acción de esta fuerza se encuentra a 1.8 m. sobre la capa de rodadura” (AASHTO, s.f., p. 130).

2.4.2. Fuerzas de levantamiento

Se tomarán providencias para la unión adecuada de la superestructura con la infraestructura cuando una carga o combinación de cargas incrementadas al 100 % de la carga viva más impacto provoque fuerzas de levantamiento en cualquier apoyo.

2.4.3. Fuerza de la corriente

Las aguas provocan una fuerza con tendencia a volcar, particularmente las pilas; por ello estas deben ofrecer la menor resistencia posible, lo que se consigue dándole formas hidrodinámicas y lo que es más ubicando la pila con la menor sección en la dirección de la corriente.

La presión de la corriente está dada por:

$$p = K \times v^2$$

Donde:

p = Presión de la corriente en kN/m²

v = Velocidad de las aguas en m/seg.

K = Constante cuyos valores se deducen

2.5. Tipos de puentes

Existe una variedad de diseños dependiendo su función y naturaleza del terreno sobre el que se construye. Siendo mucho de los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia.

2.5.1. Según su estructura

Estan hechos con una o mas bisagras, dependiendo de que tipo de carga y fuerzas de estrés soportaran.

2.5.1.1. Puentes de vigas

Consisten en varios de estos elementos, que, colocados paralelamente unos a otros con separaciones "s" entre ellas, salvan la distancia entre estribos o pilas y soportan el tablero. Cuando son ferroviarios, disponen de vigas de madera o acero y sus pisos pueden ser abiertos o estar cubiertos con balasto o placas de hormigón armado. Las vigas destinadas a servir el tráfico vehicular pueden ser de acero, hormigón armado, hormigón pretensado o madera. Las vigas metálicas pueden ser de sección en "I" o de ala ancha; los caballetes de madera forman vanos con vigas o largueros que descansan en pilas de pilotes del mismo material o en pilotes jabalconados. Los puentes de vigas de hormigón armado o de acero pueden salvar tramos de 20 a 25 m; para distancias superiores se utilizan mucho el acero y el hormigón pretensado y, cuando la longitud es considerable, las vigas son compuestas. Se han construido algunos puentes con vigas de hormigón pretensado, de sección en " I ", que salvan tramos de hasta 48 m (AASHTO, s.f.).

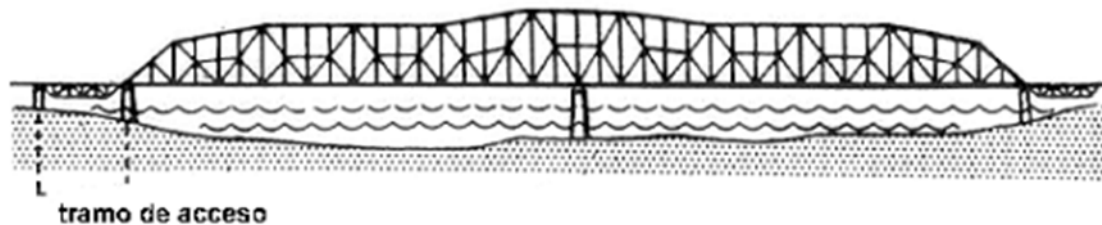
2.5.1.2. Puentes continuos

Los puentes continuos de viga de celosía suelen ser de dos o tres tramos, pero los de viga armada pueden salvar ininterrumpidamente muchos tramos. Los refuerzos contra la carga de tensión de las vigas continuas de hormigón armado deben colocarse cerca de la parte superior de las mismas, en el área situada sobre los soportes, pues allí es donde se producen los esfuerzos citados. Las

vigas y viguetas de los puentes continuos de hormigón pretensado tienen sección en "I" o tubular (AASHTO, s.f.).

Figura 1.

Puente Vigas Continuas



Nota. La figura muestra el puente vigas continuas obtenido de A. Serquén (2012) *Puentes con AASHTO-LRFD 2010* (p. 28.).

2.5.1.3. Puentes de arcos

Cuentan entre los más atractivos logros de la ingeniería. Se construyen de acero, de hormigón armado o pretensado y, a veces, de madera. Hasta poco antes de iniciarse el siglo XX, fue utilizada la piedra labrada. Esta clase de puentes pueden ser de tímpano de celosía diagonal, cuya rigidez queda asegurada por miembros diagonales colocados entre el cuerpo del arco y el tablero; arco de celosía vertical o arco de arcadas macizas o de viga de alma llena. En estos últimos tipos, la rigidez de las nervaduras asegura la del arco. Las vigas de alma llena pueden seguir el modelo de viga de palastro o pueden ser vigas armadas tubulares con dos placas de alma unidas a pestañas de amplitud suficiente para acomodarlas a ambas. Los arcos de arcadas macizas o de celosía vertical pueden ser de tablero inferior, pero los de tímpano de celosía diagonal han de ser necesariamente de tablero superior. Los arcos de tímpano macizo deben salvar en un solo tramo toda la anchura del obstáculo; los de tímpano de celosía pueden tener varios ojos; los de tablero inferior tienen generalmente dos.

Las nervaduras de los arcos de hormigón armado para tramos largos suelen ser huecas (AASHTO, s.f.).

2.5.1.4. Puentes de armadura

Se puede definir como el tablero, en vez de estar apoyado sobre pilas o arcos se sujeta mediante cables o piezas atirantadas desde una estructura a la que van sujetas.

2.5.1.4.1. Rígida

Combinan las planchas y estribos de los puentes de placas con las vigas y estribos de las de viga; esta combinación forma unidades sencillas sin articulaciones de unión entre las piezas. Se construyen de hormigón armado o pretensado o de armaduras de acero rodeadas de hormigón. De origen muy reciente, resultan sumamente útiles para separar en niveles los cruces de carreteras y ferrocarriles. En estos cruces suele ser conveniente que la diferencia de niveles sea mínima y los puentes de la clase que nos ocupa son susceptibles de recibir menor altura en un mismo tramo que los otros tipos.

2.5.1.4.2. Sencilla

Las armaduras de los puentes modernos adoptan muy variadas formas. Las armaduras Pratt y Warren, de paso superior o inferior, son las más utilizadas en puentes de acero de tramos cortos. La Howe sólo se emplea en puentes de madera; sus miembros verticales, construidos con barras de acero, están en tensión, al igual que el cordón inferior, que es de madera.

2.5.1.5. Puentes móviles

Un puente móvil tiene como principal característica permitir el movimiento en el elemento, sobre algún paso marítimo.

2.5.1.5.1. Puentes basculantes

Los puentes basculantes son los que giran alrededor de un eje horizontal situado en una línea de apoyos; se incluyen por tanto en ellos los levadizos y los basculantes según la clasificación de Gauthey. Son los más clásicos de los móviles y los que más se utilizan actualmente. Son también los primeros, porque los famosos puentes levadizos medievales eran de este tipo. Los puentes levadizos iniciales de madera consistían en un tablero simplemente apoyado al puente cerrado, y atirantado durante el movimiento. Eran siempre de una hoja, porque giraban sobre un apoyo y se elevaban tirando del otro (AASHTO, s.f.).

2.5.2. Según su material

2.5.2.1. Puentes de cuerdas

Estos puentes son los antecesores de los puentes sustentados por cables (colgantes y atirantados) actuales. Este tipo de puentes se denomina pasarela. Los cables se fabricaban de lianas, enredaderas, cuero, bambú, mimbre y materiales similares. Las cuerdas están agrupadas y torcidas en espiral para formar una unidad resistente. La mayoría de los primitivos puentes colgantes fabricados con estos materiales estaban soportados por tres cables, de modo que pueda pasar un hombre poniendo los pies en la más baja y agarrándose a las superiores.

2.5.2.2. Puentes de madera

La madera es el material que utilizó el hombre para hacer sus primeras construcciones; un tronco de árbol sobre un río fue seguramente el primer puente artificial. Los puentes de madera son más fáciles y rápidos de construir que los de piedra, y han resultado siempre más económicos; por ello, los primeros que construyó el hombre fueron de madera, y a lo largo de la historia se han construido innumerables puentes de este material, muchos más que de piedra.

2.5.2.3. Puentes de mampostería

Al igual que la madera, la piedra es un material natural que se obtiene directamente de la naturaleza y se utiliza sin ninguna transformación. Únicamente es necesario darles forma. Aparte de la piedra, se han utilizado también materiales como el ladrillo o el hormigón en masa. El ladrillo, para el constructor de puentes, es un pequeño sillar con el que se pueden hacer arcos de dovelas yuxtapuestas; por tanto, la morfología de los puentes de ladrillo es la misma que la de los puentes de piedra. Las estructuras de piedra que sirven para salvar luces de cierta importancia derivan del arco formado por dovelas yuxtapuestas; son las bóvedas y las cúpulas. Por ello los puentes de piedra, que deben salvar los ríos, utilizan siempre bóveda como estructura resistente (AASHTO, s.f.).

2.5.2.4. Puentes de acero

A finales del siglo XIX, cien años después de la iniciación de los puentes metálicos, se empezó a utilizar el acero para construir puentes. Conseguir que los materiales de construcción sean dúctiles y no frágiles, es uno de los logros importantes de su tecnología. El acero se conocía mucho antes de que se empezara a fabricar industrialmente a finales del siglo XIX, y de hecho se había

utilizado en algún puente aislado; ejemplo de ello son las cadenas del puente colgante sobre el Canal del Danubio en Viena, de 95 m de luz, terminado en 1828. Pero era un material caro hasta que en 1856 el inglés Henry Bessemer patentó un proceso para hacer acero barato y en cantidades industriales, mediante un convertidor donde se insuflaba aire en el hierro fundido, que reducía las impurezas y el contenido de carbono (AASHTO, s.f.).

2.5.2.5. Puentes de hormigón armado

El hormigón armado es una colaboración del acero y el hormigón, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El hormigón es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tracciones. Por ello, las barras de acero se introducen en la pieza de hormigón, en el borde que debe resistir las tracciones, y gracias a la adherencia entre los dos materiales, las primeras resisten las atracciones y el segundo las compresiones. Durante muchos años las barras de acero eran lisas, pero gracias a una serie de ensayos, se comprobó que la adherencia entre el acero y el hormigón, uno de los mecanismos básicos para que el hormigón armado funcione, mejoraba significativamente haciendo las barras corrugadas, es decir, con resaltes transversales, y así son las barras actuales (AASHTO, s.f.).

2.5.2.6. Puentes de hormigón preesforzado

El hormigón preesforzado se puede considerar un nuevo material; su diferencia con el hormigón armado es que en éste la armadura es pasiva, es decir, entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura; en el pretensado, en cambio, la armadura es activa, es decir se tensa previamente a la actuación de las cargas que va a recibir la estructura (peso propio, carga muerta y cargas de tráfico), comprimiendo el hormigón, de forma

que nunca tenga tracciones o que éstas tengan un valor reducido. La estructura se pone en tensión previamente a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de ahí su nombre de hormigón Preesforzado. En definitiva, es adelantarse a las acciones que van a actuar sobre la estructura con unas contra acciones que es el momento en que se tesan las armaduras; se pueden tesar antes de hormigonar la pieza, es decir, pretensarlas, o se les puede dar carga después de hormigonada la pieza, es decir, postensarlas.

Con el hormigón preesforzado se evita la fisuración que se produce en el hormigón armado y, por ello, se pueden utilizar aceros de mayor resistencia, inadmisibles en el hormigón armado porque se produciría una fisuración excesiva. Los sistemas de anclaje de las armaduras activas se agrupan en varios procedimientos básicos que han tenido diversas variantes:

- Anclajes mediante cuñas de diferentes tipos
 - Anclajes mediante rosca
 - Anclajes mediante cabezas recalcadas
 - Anclajes mediante bloques de hormigón
 - Anclajes mediante apriete transversal

2.5.2.7. Puentes mixtos

La estructura mixta es una nueva forma de colaboración del acero y el hormigón, en este caso yuxtapuestos, no mezclados como en el hormigón armado y pretensado, pero sí conectados entre sí para que trabajen conjuntamente. Una de las dificultades de los puentes metálicos fue durante mucho tiempo la materialización de la plataforma de rodadura de las carreteras. Inicialmente la mayoría de los tableros de los puentes metálicos eran de madera; cuando apareció el hormigón armado se utilizaron con frecuencia losas de

hormigón; también había puentes con tablero abierto, hecho con una rejilla de pletinas metálicas ortogonales colocadas verticalmente para conseguir rigidez a flexión; este tipo de tablero se usaba mucho en los puentes móviles, pero es incómodo para el tráfico.

A pesar de ello, se ha utilizado en puentes bastante recientes. Parte de la plataforma de rodadura del puente colgante de Lisboa sobre el Tajo, construido en 1966, es de este tipo. La innovación de la estructura mixta ha sido incorporar la losa de hormigón de la plataforma a la estructura resistente. En principio, la estructura mixta se compone de una cabeza inferior metálica, almas del mismo material, y una cabeza superior de hormigón, conectadas entre sí; el acero debe resistir la tracción y el hormigón la compresión. Este reparto de funciones está muy claro en la viga simplemente apoyada, que es donde la solución mixta tiene todo su sentido, porque la tracción se produce en la cabeza inferior metálica, y la compresión en la superior del hormigón. Una de las principales ventajas de los puentes mixtos, y por ello sustituyen a los puentes preesforzados, incluso en luces pequeñas, es que su construcción se puede hacer igual que la de un puente metálico con las ventajas que esto representa por su mayor ligereza. Es más fácil montar un cajón metálico de 30 o 40 m de luz que uno de hormigón; una vez montado el cajón metálico sólo queda hacer el tablero de hormigón, bien in situ, o bien prefabricado. Esta solución es clásica en pasos superiores sobre autopistas en funcionamiento (AASHTO, s.f.).

2.6. Elección del tipo de puentes

El arte de la construcción de puentes ha sido siempre el interés de muchos hombres, y los grandes puentes son admirados como auténticos resultados de las fuerzas del ingenio y la creación. Para elegir el tipo de puente más adecuado, es necesario disponer previamente de los datos mencionados con anterioridad

para el proyecto de un puente. La elección del tipo de sistema estructural es una de las etapas más importantes en la elaboración del proyecto de un puente.

En general, se debe tener presente:

- Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.

En base a lo anterior, se deben preparar anteproyectos y luego de una evaluación técnico-económica elegir la solución más conveniente. La luz del puente es el primer parámetro para considerar cuando se inicia el proceso de selección del tipo o tipos de puentes a estudiar.

2.7. Función de los puentes

“Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales como, ríos, valles, lagos, acantilados, o brazos de mar; y obstáculos artificiales como carreteras o vías férreas, con el fin de unir caminos” (AASHTO, s.f., p. 35).

2.7.1. Clasificación de los puentes

“Los puentes pueden ser clasificados según muchas características, entre las clasificaciones más comunes se encuentran las siguientes: por función, por sistema constructivo, y por el tipo de estructura” (Fernández, 2021, p. 38).

2.7.2. Clasificación por función

Un puente puede ser diseñado dependiendo del tipo de tránsito que va a soportar, automovilístico o peatonal, ferrocarriles, tuberías de gas o agua, incluso marítimo o aéreo.

2.7.3. Clasificación por sistema constructivo

Los puentes pueden clasificarse dependiendo del sistema constructivo que se empleará para su construcción; los sistemas constructivos más comunes son los siguientes: puentes de madera, puente de acero, puente de concreto armado y puente de concreto pretensado. El sistema constructivo por emplearse dependerá de las cargas que este deberá de soportar y de la disponibilidad de los materiales con que se cuenta en el área donde se ejecutará el proyecto (Fernández, 2021).

2.7.4. Clasificación por tipo de estructura

En cuanto a la clasificación de los puentes, estos se pueden determinar dependiendo del tipo de estructura que se empleará para su construcción; los más comunes son los siguientes: puentes de viga, que están constituidos por vigas, como su propia denominación indica, es decir, estas se describen como piezas rectas horizontales apoyadas en dos o más puntos que soportan cargas que actúan sobre ellas mediante su capacidad de resistir flexiones. En efecto, esta resistencia de las vigas viene determinada por su canto y el momento de inercia de sus secciones (Fernández, 2021).

El puente losa se trata del más elemental de todos. Entre las tipologías de puentes viga se puede distinguir:

- Losa maciza de hormigón armado o pretensado
- Losa aligerada
- Tablero de vigas de alma llena

2.8. Definición de concreto

El concreto es uno de los materiales de construcción más utilizados en el mundo, debido a su durabilidad, resistencia y versatilidad. Es una mezcla compuesta principalmente por cemento, agregados (como arena y grava) y agua, que al fraguar forma una masa sólida y resistente. Sin embargo, el concreto no es un material estándar, ya que existen diferentes tipos diseñados para satisfacer distintas necesidades en la construcción.

2.8.1. Tipos de concreto

El concreto u hormigón es un material compuesto empleado en construcción, formado por agua y aditivos específicos. El aglomerante es, en la mayoría de las ocasiones, cemento (generalmente cemento Portland) mezclado con una proporción adecuada de agua para que se produzca una reacción de hidratación. Las partículas de agregados, dependiendo fundamentalmente de su diámetro medio, son los áridos que se clasifican en grava, gravilla y arena.

2.8.1.1. Concreto convencional

Es el tipo más utilizado en la construcción de edificios pequeños que no requieren de una gran resistencia a la tracción o como pavimentos.

2.8.1.2. Concreto estructural

Se caracteriza por su alta resistencia a la compresión y a la tracción, lo que lo convierte en un material ideal para soportar cargas pesadas y resistir tensiones.

2.8.1.3. Concreto edades tempranas

Este tipo de concreto está diseñado con materiales que permiten un descimbrado rápido de los elementos colados; pueden alcanzar su resistencia total de tres a catorce días, según las proporciones de los componentes agregados. Permite una construcción más rápida y reduce los costos. Es ideal para las construcciones que requieren ser puestas en marcha en el menor tiempo posible.

2.8.1.4. Concreto permeable

El concreto permeable, también conocido como concreto poroso o concreto drenante, es un tipo especial de concreto diseñado para permitir el paso del agua a través de su estructura. A diferencia del concreto convencional, que es denso y no permite la infiltración del agua, el concreto permeable cuenta con una composición porosa que permite que el agua fluya a través de él y se infiltre en el suelo subyacente.

2.8.1.5. Concreto ligero

Es una mezcla utilizada en elementos secundarios donde las cargas requieren ser ligeras; su bajo peso permite reducir cargas muertas. Su baja densidad se logra mediante la incorporación de agregados livianos en la mezcla,

como arcilla expandida, pizarra expandida, perlita o vermiculita, en lugar de los agregados gruesos tradicionales. También se utiliza para elementos de relleno que no soportan cargas estructurales para evitar que la construcción pese demasiado y se reduzca la carga de los cimientos.

2.8.1.6. Concreto de alta resistencia

Este tipo de concreto se utiliza en edificios de gran altura, puentes, columnas, presas, entre otros. Su diseño permite un menor peso de los edificios, alta resistencia en poco tiempo, baja permeabilidad y mayor durabilidad. Así como sus propiedades mejoradas permiten una reducción en el tamaño de las secciones.

2.9. Definición de acero

El acero es una aleación de hierro y carbono en un porcentaje de este último elemento variable entre el 0,008% y 2,11% en masa de su composición.

2.9.1. Tipos de acero

Los tipos de acero pueden ser como se muestran a continuación:

- Acero corten
- Acero corrugado
- Acero galvanizado
- Acero inoxidable
- Acero laminado
- Acero al carbono

- Acero de aleación
- Acero dulce
- Acero efervescente
- Acero estirado en frío
- Acero estructural
- Acero intemperizado
- Acero suave
- Acero negro

2.10. Materiales empleados en la construcción de puentes

Para las fundaciones se puede emplear el hormigón simple, hormigón armado, hormigón ciclópeo, la mampostería de piedra y la mampostería de ladrillo. Es muy común que estos elementos sean ejecutados sobre pilotes debido a los grandes pesos que estos soportan y teniendo en cuenta que no siempre las condiciones del terreno serán las óptimas (AASHTO, s.f).

2.10.1. Para las pilas y estribos

Se pueden emplear el hormigón ciclópeo, mampostería de piedra y mampostería de ladrillo. Estos tres primeros pueden ser usados en casos en los cuales las alturas no sean grandes; de no ser así, se podrán usar: hormigón armado o estructuras metálicas. En caso de tener obras temporales, estas se podrán construir con madera y/o placas metálicas.

2.10.2. Para la superestructura

Se pueden emplear: hormigón armado, hormigón pretensado o postensado, acero o madera. También se pueden usar las combinaciones de estos y otros materiales.

3. ESTUDIOS DE CAMPO

3.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico permite conocer las características físicas del lugar en donde se ubicará la estructura del puente. Para este proyecto se realizó un levantamiento topográfico, 250 metros aguas arriba y 250 metros aguas abajo del área donde se ubicará la estructura; de igual manera, se tomaron 100 metros a cada extremo del puente.

El levantamiento topográfico realizado fue mediante estación total, para obtener las curvas de nivel y secciones transversales necesarias para determinar la ubicación y de esta forma realizar el diseño geométrico de la estructura. Esto también con la finalidad de conocer el comportamiento del río.

3.2. Estudio hidrológico e hidráulico

Es de suma importancia conocer el comportamiento del agua que atravesará la estructura; esto con la finalidad de que el diseño sea el más adecuado y la estructura no pueda llegar a verse afectada por la corriente de agua. La altura que se le dará a la superestructura a partir del fondo del río debe ser la adecuada para que las crecidas del río, especialmente en época de invierno, no la afecten. Esta altura estará determinada por el caudal de agua que pasa por el punto donde se colocará la estructura. Para estimar el caudal de diseño: el método racional.

Método racional: en el método hidrológico antiguo, utilizado para el cálculo de caudales de cuencas menores de 20 kilómetros cuadrados, para la utilización de este método se deben tomar datos precisos de precipitación, porque se considerará una precipitación uniformemente distribuida en toda el área. Los caudales se determinan mediante la siguiente fórmula:

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

Donde:

Q= Caudal de diseño (m³/s)

C= Coeficiente de escorrentía (a dimensional).

I= Intensidad de lluvia (mm/h)

A= Área drenada de la cuenca (hectáreas).

Caudal de diseño: es un volumen de agua que como fin tiene por llegar a una estructura de drenaje; este cálculo se debe llevar a cabo para conocer el valor de la crecida máxima que puede llegar a ocurrir, así como su incidencia. Esto es para tener un diseño económico y evitar que se dañe la estructura.

Coeficiente de escorrentía: este se defiende de las características propias del terreno, como el tipo de suelo, el área de cultivos, permeabilidad y vegetación.

Intensidad de lluvia: para obtener la intensidad de lluvia de una región se puede hacer de dos formas, la primera es mediante las curvas de intensidad de lluvia con respecto al tiempo, la cual tiene varias curvas donde se hace posible calcular la intensidad de la lluvia mediante un periodo de años con respecto a la duración de la lluvia, y la otra forma es mediante la siguiente ecuación brindada por el INSIVUMEH que se basa en los parámetros de longitud y desnivel del cauce.

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

$$t = \left(\frac{0.886L}{H} \right)^{0.385} * 0.60$$

Donde:

t= Tiempo de concentración (min)

L= Longitud de cauce (km)

H= Desnivel del cauce (m)

Según datos obtenidos del estudio hidrológico, tenemos los siguientes datos:

Longitud de cauce: 6450 m = 6.45km

Desnivel del cauce: 265 m

Área de la cuenca: 1011.56 habitantes

Es decir que el tiempo de concentración es:

$$t = \left(\frac{0.886(6.45)^3}{265m} \right)^{0.385} * 0.60 = 57.54 \text{ min}$$

La intensidad de lluvia es de 120.55mm/hr. Y el dato obtenido del estudio hidrológico. Coeficiente de escorrentía 0.50 propuesto.

El caudal máximo es de:

$$Q: \frac{(0.244) \left(\frac{120.55 \text{ mm}}{\text{hr}} \right) (1011.56 \text{ ha})}{360} = 82.65 \text{ m}^3/\text{s}$$

Según estudio hidrológico, el gasto máximo probable es de 82.73 m³/s.

3.3. Estudios de suelos

3.3.1. Ensayos de valor soporte triaxial

Las cargas provenientes de la estructura se transmitirán al suelo; debido a esto es muy importante conocer sus propiedades.

En el presente proyecto, para determinar el tipo de suelo y sus características, se tomó una muestra inalterada a una profundidad de 1,50 m del suelo natural, a la cual se realizaron los ensayos de compresión triaxial, granulometría y límites de Atterberg.

El valor de soporte del suelo será determinado mediante las ecuaciones de la Teoría de Terzaghi, desarrolladas por Karl Von Terzaghi (1883-1963), con los datos obtenidos en el ensayo de compresión triaxial. Luego de llevar la muestra al laboratorio para su previo ensayo, se obtuvieron los siguientes resultados:

- Tipo de ensayo: no consolidado no drenado
- Descripción del suelo: arena limosa color café
- Peso específico del suelo (γ): 1,33 Ton/m³
- Ángulo de fricción interna: $\phi = 27,91^\circ$
- Cohesión (Cu)= 8,57 Ton/m²
- Desplante (Df) = 2,60 m

- Base (B) = 1,00 m

Nota: por posibles alteraciones de la muestra se tomó la mitad del ángulo de fricción para cálculos.

- Ángulo en radianes

$$\phi_{rad} = \phi * \pi / 180 = 13.95^\circ * \pi / 180 = 0.24 \text{ rad}$$

- Factores de flujo de carga

$$Nq = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) * e^{\pi \tan \phi} = \tan^2(45 + 27.91) * e^{\pi \tan \phi} = 5.71$$

$$Nc = (Nq - 1) \cot \phi = (5.81 - 1) \cot \phi = 8.89$$

$$N\gamma = 2(Nq + 1) \tan \phi = 2(14.58 + 1) \tan \phi = 12.08$$

- Capacidad de carga última

$$qc = 1.3 CuNc + Df\gamma Nq + 0.4B\gamma N\gamma$$

$$qc = 1.3 * 8.57 * 8.89 + 2.60 * 1.33 * 5.71 + 0.4 * 1.0 * 1.33 * 12.08$$

$$qc = 125.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- Capacidad de carga última admisible

Se utilizará un factor de seguridad de 6 debido a que la muestra estuvo probablemente alterada por factores como el transporte al laboratorio, o quizás a que esta se sustrajo muy alejada de la ladera del río.

$$qa = \frac{qc}{FS}$$

$$qa = \frac{125.2}{6}$$

$$qa = 20.86 \frac{ton}{m^2}$$

3.3.2. Límites de Atterberg y granulometría

Se utiliza para determinar el comportamiento de los suelos finos, para obtener la información de la consistencia del suelo en presencia de humedad. Los límites de Atterberg se basan en el concepto de que el suelo de grano fino presenta cuatro estados de consistencia según su humedad.

Tabla 3.

Resultados de estudios de laboratorio de suelos

	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO			LÍMITES E ÍNDICES		ESPECIFICACIÓN
	1	2	3	TARRO	1	2	L.L.	36.61	
TARRO				TARRO			L.L.	36.61	MÁXIMO 40
P.B.H.	50.80	48.50	45.70	P.B.H.	25.10	25.10	L.P.	29.41	
P.B. S	41.20	39.30	36.70	P.B. S	22.60	22.60	I.P.	7.20	MÁXIMO 10
TARA	14.20	14.10	14.00	TARA	14.10	14.10			
P.N.S	27.00	25.20	22.70	P.N. S	8.50	8.50	I.G.	0	
DIF.	9.60	9.20	9.00	DIF.	2.50	2.50			
							CLASIFICACIÓN AASHTO		

Continuación de la tabla 3.

	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO			LIMITES E ÍNDICES	ESPECIFICACIÓ N
% HUMED AD	35.5 6	36.5 1	39.65	% HUMED AD	29.4 1	29.41	A-2-4	
No. GOLPE S	35.0 0	19.0 0	8.00	% PROME DIO	29.41%			
% HUMED AD=	36.61%						ARENA LIMOSA	

Nota. La tabla muestra los valores obtenidos en los límites de Atterberg, por medio del Informe de estudio de suelos. Elaboración propia, realizado con Excel.

4. FASE DE ESTUDIO TÉCNICO PROFESIONAL

4.1. Diseño de puente vehicular en el caserío la Peña

4.1.1. Especificaciones de diseño

El diseño del puente se realizará con base en las normas AASHTO LRFD 2020 y a los requisitos para concreto estructurales recomendados por el Instituto Americano del Concreto (ACI 318SUS-14) y las especificaciones de AGIES NSE 5,2, Puentes de tamaño y altura limitados.

- El refuerzo longitudinal y transversal de todos los elementos, será de acero corrugado grado 60, con una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm^2 .
- El peso específico de la carpeta de rodadura 2240 kg/m^3 y el peso específico del concreto será de 2400 kg/m^3 .
- La resistencia a la compresión del concreto de los elementos será de 280 kg/cm^2 .
- La carga de diseño será la AASHTO HL-93, que tiene un peso total de 33.2 toneladas.
- El puente tendrá una altura hasta el barandal de 10.4 metros.
- Las dimensiones del puente son: 50 metros de largo y 8 metros de ancho. El puente contará con baranda y acera en ambos lados.
- El recubrimiento de los elementos debe ser medido desde el rostro de la barra de acero a la cara de concreto.

4.2. Predimensionamiento usando recomendaciones AASHTO

El puente está conformado por un conjunto de elementos estructurales los cuales es necesario predimensionar para iniciar con el diseño según la norma AASHTO.

4.2.1. Losa

Esta se encarga de transmitir las cargas vehiculares del puente de las vigas principales. Según la ecuación dada por la tabla 2.5.2.6.3-1 del libro de AASHTO para tramos continuos con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el espesor (t) se determina mediante la siguiente fórmula,

$$t_1 = \frac{SL + 10}{30}$$

$$t_2 = 0.20 \text{ m}$$

De las ecuaciones antes mencionadas, se obtienen dos valores para el espesor mínimo del tablero, donde el primer valor (t_1) se obtiene según el espaciamiento libre entre las caras de las vigas y ya el segundo valor (t_2) es la proporción indicada en el libro de AASHTO en la tabla 13.7.3.1.2, en donde indica que para voladizos de concreto que soportan parámetros o barreras de concreto, el espesor mínimo de losa en voladizo es de 0.20 m, AASHTO 13.7.3.1.2

Donde:

$SL =$ Espacio libre entre vigas

$t_1 =$ Espesor mínimo de losa

$t_2 =$ Espesor mínimo de losa en voladizo

El espesor mínimo del tablero se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$t_1 = \frac{1.7 + 3}{30} = 0.16 \text{ m}$$

Por simetría en el tablero se usará el espesor de la losa de 20 cm.

4.2.2. Viga

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

El diseño del puente será para dos carriles con un ancho total de 8.00 m, tendrá dos vigas exteriores y 2 vigas interiores, el cálculo se realizará mediante la tabla 2.5.2.6.3-1 del libro de AASHTO para obtener la altura y el ancho de las vigas.

$$h_{min_viga} = 0.07 L$$

Donde:

h_{min_viga} = Altura mínima de la viga

L = Luz del tramo del puente

La altura de la viga se obtiene a través de la siguiente ecuación, siendo esta en función de la longitud del tramo.

$$h_{min_viga} = 0.07 (17 m) = 1.19 m \approx 1.20 m$$

Cabe mencionar que la geometría propuesta de las vigas debe cumplir con parámetros de estabilidad y geometría establecidos por la norma AASHTO LRFD. Si no llegarán a cumplir dichos parámetros que se mencionarán más adelante, se deberá modificar la geometría de la viga, aumentando sus dimensiones o disminuyéndolas, dependiendo sea el caso, para así tener una geometría óptima y funcional.

Para conocer la base mínima de la viga, se emplea la siguiente fórmula.

$$b_{v_min} = 0.0157 * L * \sqrt{s'}$$

b_{v_min} = Base mínima de la viga

s' = Espacio entre ejes de vigas

Al desarrollar la siguiente ecuación se obtiene la base mínima de viga, siendo de:

$$b_{v_min} = 0.0157 * 17 * \sqrt{2.10} = 0.387 m$$

Por proceso constructivo se utilizará la base de la viga de 40 cm, siendo mayor a lo establecido por la norma.

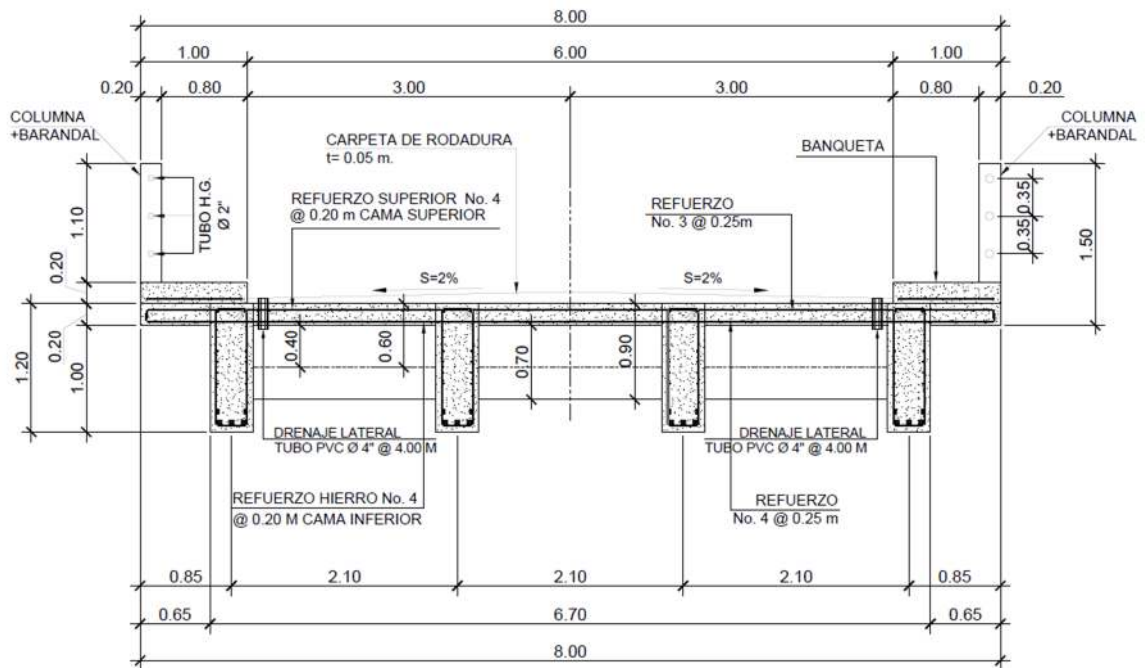
$$b_{v_min} = 0.40m$$

4.3. Diseño de puente vehicular en el caserío La Peña

Después del predimensionamiento se procede con los cálculos para el diseño de los elementos de la superestructura.

Figura 2.

Predimensionamiento estructural



Nota. La figura muestra la distribución de elementos estructurales del Puente Vehicular. Elaboración propia, realizado en AutoCAD.

4.4. Diseño de la superestructura

Estos elementos brindan estabilidad lateral a vigas principales y se colocan perpendicularmente a las vigas, lo cual evita un volteo. Se recomienda agregar un diafragma al inicio y al final de un tramo. Estos se dividen en diagramas externos y diagramas internos.

4.4.1.1. Diafragmas externos

Para el diseño de diafragmas interiores como exteriores, se debe tomar en cuenta la altura de la viga principal.

Donde:

$h_{min_viga} = 1.20 \text{ m}$ Altura de la viga

$$h_{diaf} = \frac{3}{4} * h_{min_viga} \approx 90 \text{ cm}$$

4.4.1.2. Diafragmas internos

Los diafragmas internos deben colocarse a $L/2$.

Donde:

$h_{min_viga} = 1.20 \text{ m}$ Altura de la viga

$$h_{diaf_ex} = \frac{1}{2} * h_{min_viga} \approx 60 \text{ cm}$$

4.4.2. Diseño de losa

El diseño de la losa se realizará de acuerdo con la normativa AASHTO LRFD, empleando losas continuas que trabajarán en un solo sentido, porque su longitud es mucho mayor que su ancho (Sismica, 2018).

Para el cálculo de carga muerta, será en base al análisis de una losa continua sobre cuatro apoyos. A través del programa SAP 2000, se obtendrán los momentos a utilizar para el diseño, empleando las siguientes fórmulas para

obtener el peso propio de la losa, el peso por baranda y banqueteta. Por conceptos básicos conocemos que la carga viva es la que determina el diseño, antes que la carga muerta y de rodadura.

Donde:

γ_{con} = Peso específico de concreto

b_{uni} = Base unitaria de cada elemento

h_{ban} = Base de banqueteta

b_{baran} = Base de baranda

h_{baran} = Base de baranda

$$W_{Losa} = \gamma_{con} * b_{uni} * t = \left(2400 \frac{kg}{m^2} \right) (1 m)(0.20 m) = 480 kgf/m$$

$$W_{banqueta} = \gamma_{con} * h_{ban} = \left(2400 \frac{kg}{m^2} \right) (0.20 m) = 480 kgf/m$$

$$W_{baranda} = \frac{\gamma_{con} * (b_{baran})^2 * h_{baran}}{1m} = \left(2400 \frac{kg}{m^2} \right) (0.20)^2 (1.10 m) = 105.6 kgf/m$$

Figura 3.

Momento en banqueteta y baranda



Nota. La figura muestra los momentos ejercidos a lo ancho del puente. Elaboración propia, realizado con el programa SAP2000.

En la carga por carpeta de rodadura, el espesor se asume de 5 cm, para poder obtener la carga distribuida de la siguiente ecuación:

Donde:

γ_{carp} = *Peso específico de la carpeta de rodadura*

b_{uni} = *Base unitaria de cada elemento*

t_{carp} = *Espesor de la carpeta de rodadura*

$$W_{Losa} = \gamma_{carp} * b_{uni} * t_{carp} = \left(2240 \frac{kg}{m^2} \right) (1 m)(0.05 m) = 112 kgf/m$$

Para el cálculo de momentos positivos y negativos, hacemos uso de la herramienta SAP2000. En el momento negativo se utiliza el mayor momento generado en las caras exteriores de la viga, siendo el siguiente valor:

$$M_{-Dw} = -0.05 ton * m$$

Para el cálculo del momento positivo se toma una distancia de 0.4 S´ dando como resultado el momento máximo a una distancia de 0.84 m respecto al primer apoyo.

$$M_{+Dw} = 0.039 ton * m$$

Donde:

M_{-Dw} = *Momento negativo por carpeta de rodadura*

M_{+Dw} = *Momento positivo por carpeta de rodadura*

Para obtener el momento en carga muerta se tomará el de las caras de la viga del segundo apoyo. Donde el momento negativo a utilizar será el mayor de los momentos extraídos de las caras exteriores de la viga.

$$M_{-DC} = -0.14 \text{ ton} * m$$

Donde:

$$M_{-DC} = \text{Momento negativo por carga muerta}$$

Para el momento positivo se utilizará el mayor momento a una distancia de 0.4 S' teniendo el momento máximo a una distancia de 0.84 m desde el primer apoyo.

$$M_{+DC} = -0.027 \text{ ton} * m$$

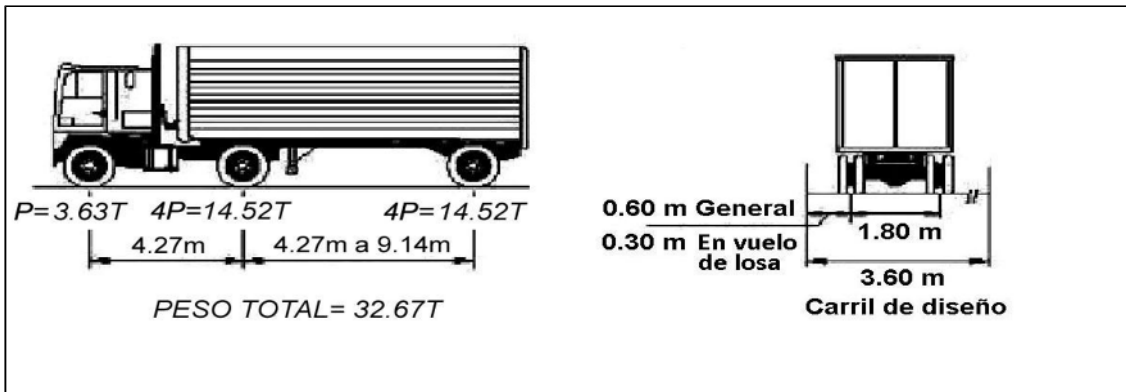
Donde:

$$M_{+DC} = \text{Momento positivo por carga muerta}$$

Para determinar el momento debido a carga viva y carga dinámica, se utiliza el camión HL-93 según lo estipulado por AASHTO para carga viva, con un peso total de 32.67 toneladas. Teniendo una distribución del peso de ejes como se muestra en la siguiente figura:

Figura 4.

Peso estipulado camión de diseño HL-93



Nota. La figura muestra el peso estipulado de un camión de diseño HL-93. Obtenido de A. Serquén (2012) *Puentes con AASHTO-LRFD 2010* (p. 12.).

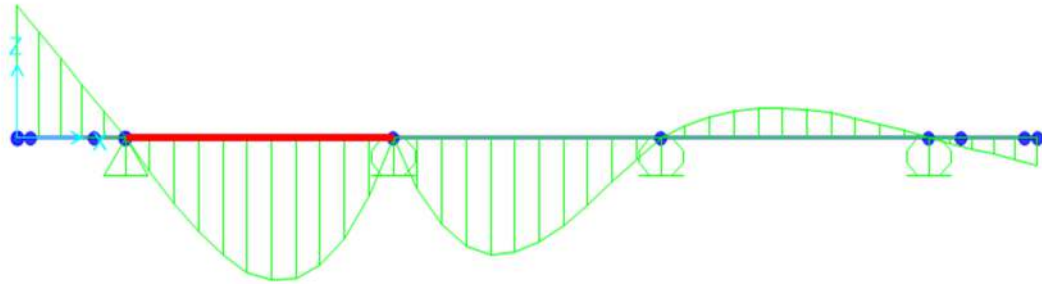
Para el diseño tomamos un eje de 14.52 toneladas, buscando obtener dos cargas puntuales en el análisis de $P = \frac{14520}{2} kgf$, Así misma habrá una carga peatonal, la cual ya está establecida en AASHTO 3.6.1.6 donde nos indica la carga peatonal de $366\ kgf/m^2$, siendo una carga puntual de 256.2 kgf.

4.4.2.1. Línea de influencia

Por medio de una carga unitaria, en el programa de software SAP2000 se generó la línea de influencia, tomando como crítico el primer tramo interior para la sección transversal del puente.

Figura 5.

Línea de influencia



Nota. La figura muestra la línea de influencia ejercida por un camión de diseño. Elaboración propia, realizado con SAP2000.

En AASHTO LRFD, en la tabla 3.6.1.1.2-1, indica el factor de presencia múltiple en función de los carriles cargados de diseño.

Tabla 4.

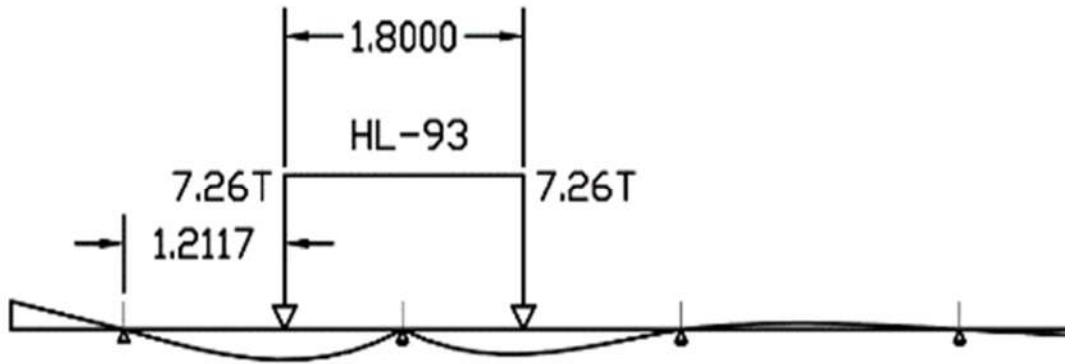
Factor de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Nota. La tabla muestra los factores de presencia múltiple indicados en AASHTO. Obtenida de AASHTO LRFD. *Capítulo IV aplicación de las normas AASHTO LRFD al diseño Estructural de puentes* (pág. 121).

Figura 6.

Línea de influencia con un carril cargado



Nota. La figura muestra la línea de influencia con un carril cargado. Elaboración propia, realizado con AutoCAD 2018.

Para un carril cargado se utiliza un factor de presencia múltiple de 1.20 m y para dos carriles cargados se utiliza un factor de seguridad de 1.00 m. Según la línea de influencia, no se considera como crítico con 2 carriles cargados por dos factores importantes: primero, en la siguiente figura se cuenta con alturas positivas por lo que resta y disminuye el momento; segundo, el factor para 2 carriles cargados es 1, por lo tanto, no se considera como crítico. Para el diseño, se considera como un solo carril cargado, según prueba realizada en hoja Excel.

Para un carril cargado en momento negativo se obtuvo el siguiente resultado:

Donde:

P_1 = Carga de una rueda del camión

F_{pm1} = Factor de presencia múltiple

$$MLL_{NEG} = (P_1(-0.1975 m) + P_1(-0.1601 m)F_{pm1}) = -3.12 ton * m$$

Para los momentos generados por carga dinámica en el momento negativo, se toma el mayor de los valores extraídos en las caras exteriores de la viga, siendo de:

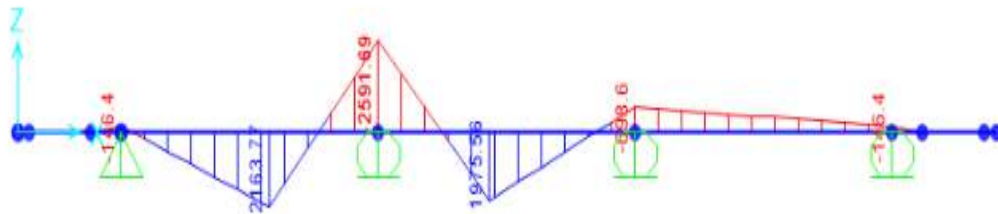
Donde:

M_{-LL} = Momentos negativo por carga dinámica

$$M_{-LL} = -2591.69 \text{ kgf} \cdot \text{m} = -2.59 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Figura 7.

Momentos generados por carga dinámica



Nota. La figura muestra los momentos generados por la carga dinámica. Elaboración propia, realizada en SAP2000.

Tomando como base de apoyo en el centro (B), Se debe considerar un ancho de franja tanto en el lado positivo como negativo, según AASHTO LRFD en la tabla 4.6.2.1.3-1 en tipo de tablero de hormigón en prefabricado o postensado.

$$\begin{aligned} E_{neg} &= 1.22m + 0.25 * S' \\ &= 1.75m \end{aligned}$$

Ancho de franja para momento negativo

$$\begin{aligned} E_{pos} &= 0.66m + 0.55 * S' \\ &= 1.82m \end{aligned}$$

Ancho de franja para momento positivo

En el incremento de carga dinámica se tomó según AASHTO LRFD de la tabla 3.6.2.1.-1, en este caso se utiliza 33%.

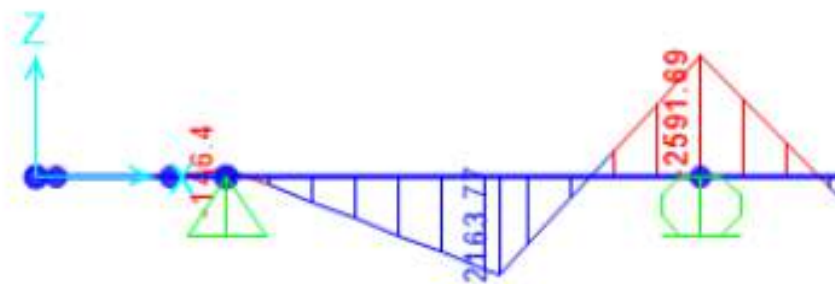
Aplicando la siguiente ecuación se obtiene el valor por carga viva:

Donde:

$$IM = 1.33 = \text{Factor de incremento por carga dinámica}$$
$$M_{LL_{IM}} = (M_{LL}) \left(\frac{Fpm_1 * IM}{Eneq} \right)$$
$$= -2.37 \text{ ton} * m \quad \text{Momento negativo por carga viva}$$

Los momentos positivos se obtienen a través del programa SAP2000, siendo de 2163.77 $kgf*m$ según como se muestra en la siguiente imagen.

Figura 8.
Momentos Positivos



Nota. La figura muestra los momentos positivos ejercidos sobre la franja. Elaboración propia, realizada en SAP2000.

A través de la ecuación, aplicando el siguiente momento obtenido del programa.

$$M_{LL_{IM}_P} = 2163.77 \text{ kgf} * m$$

$$= 2.16 \text{ tonnef} * m \text{ Momento positivo a traves de SAP 2020}$$

- Factores de mayoración de cargas, según AASHTO 3.4.1-1.

Tabla 5.

Momentos positivos por cargas en la franja interior.

Carga	M (+) T-m	y		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga I
DC	8.64	1.25	1.00	0.00
DW	0.90	1.50	1.00	0.00
LL + IM	19.03	1.75	1.00	0.75

Nota. La tabla muestra los momentos positivos por carga en la franja interior.

Elaboración propia realizado con Excel.

Para el momento de servicio 1 se emplea la siguiente ecuación según AASHTO LRFD de combinaciones de cargas y factores de carga de la tabla 3.4.1-1.

Donde:

$$Y_{DC} = 1$$

$$Y_{DW} = 1$$

$$Y_{LL} = 1$$

$$M_{DC} = - 0.084 \text{ tonnef} * m$$

$$M_{DW} = - 0.025 \text{ tonnef} * m$$

$$M_{LL_{IM}} = - 1.39 \text{ tonnef} * m$$

$$MU_C = | Y_{DC} * M_{DC} + Y_{DW} * M_{DW} + Y_{LL} * M_{LL_{IM}} | = 1.55 \quad \text{Ton*m}$$

Momento último centro.

Para el momento último se emplea la siguiente ecuación según AASHTO LRFD de combinaciones de cargas y factores de carga de la tabla 3.4.1-1.

Donde:

$$Y_{DC} = 1.25$$

$$Y_{DW} = 1.5$$

$$Y_{LL} = 1.75$$

$$M_{DC} = - 0.062 \text{ tonnef} * m$$

$$M_{DW} = - 0.029 \text{ tonnef} * m$$

$$M_{LL_{IM}} = - 1.45 \text{ tonnef} * m$$

$$MU_C = | Y_{DC} * M_{DC} + Y_{DWC} * M_{DW} + Y_{LL} * M_{LL_{IM}} | = 2.67 \quad \text{Ton*m}$$

Momento último centro

Para el momento positivo de diseño por servicio se obtiene al sustituir los siguientes valores en la ecuación.

Donde:

$$Y_{DC} = 1$$

$$Y_{DW} = 1$$

$$Y_{LL} = 1$$

$$M_{DC} = - 0.027 \text{ tonnef} * m$$

$$M_{DW} = 0.04 \text{ tonnef} * m$$

$$M_{LL_{IM}} = 1.9 \text{ tonnef} * m$$

$MU_{P_S} = Y_{DC} * M_{DC} + Y_{DW} * M_{DW} + Y_{LL} * M_{LL_{IM}} = 1.92 \text{ Ton*m}$ Momento último centro.

Para el momento último de diseño por servicio se obtiene al sustituir los siguientes valores en la ecuación.

Donde:

$$Y_{DC} = 0.9$$

$$Y_{DW} = 1.5$$

$$Y_{LL} = 1.75$$

$$M_{DC} = -0.027 \text{ tonnef} * m$$

$$M_{DW} = 0.04 \text{ tonnef} * m$$

$$M_{LLIM} = 1.9 \text{ tonnef} * m$$

$MU_{P_S} = Y_{DC} * M_{DC} + Y_{DW} * M_{DW} + Y_{LL} * M_{LLIM} = 3.36 \text{ Ton} * m$ Momento último centro.

Para la resistencia I, serán las cargas que representan el uso vehicular normal del puente, no tomando en cuenta el efecto del viento, que por ser el momento positivo resulta siendo negativo. Por este motivo, el factor para carga por peso propio es 0.90.

Para el cálculo de acero en el momento negativo, perpendicular al tráfico, se utilizará varilla No.4 Ø 1/2" utilizando y el recubrimiento será según AASHTO LRFD en la tabla 5.12.3-1 de 5 cm.

Aplicando la siguiente fórmula, encontramos el peralte efectivo d.

Donde:

d = Peralte efectivo

f = Espesor de losa

r = Recubrimiento

r_{libre} = Recubrimiento libre

$D_{varilla}$ = Recubrimiento libre

$v_{varilla}$ = Numero de varilla

Sustituyendo los datos se obtienen los siguientes valores:

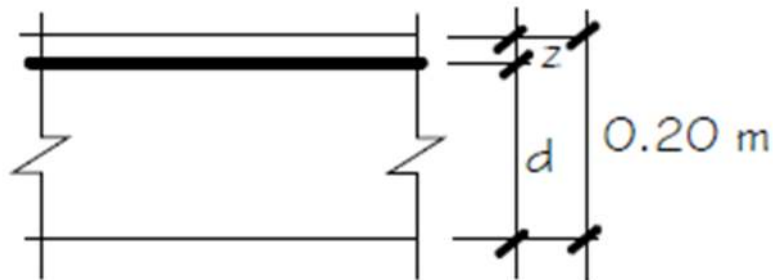
$$D_{varilla} = \frac{v_{varilla}}{8} = \frac{4}{8} * 2.54 = 1.27 \text{ cm}$$

$$r = r_{libre} + \frac{D_{varilla}}{2} = 2.5 + \frac{1.27}{2} = 3.14 \text{ cm}$$

$$d = t - r = 0.20 - 3.14\text{cm} = 16.87 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Figura 9.

Peralte efectivo para el acero negativo



Nota. Figura de peralte efectivo para el acero negativo. Elaboración propia utilizando AutoCad.

Para el cálculo de franja longitudinal en la cama superior en el acero requerido se utilizan las siguientes ecuaciones generales de cuantías según lo establecido en el ACI 3-18.

Donde:

R = Esfuerzo para cuantía de refuerzo

ρ_1 = Cuantía del refuerzo

A_s = Área de acero para diseño

$\phi =$ Factor de reducción de resistencia

$L =$ Longitud de análisis

$b = 1$ m base

$d = 16.87$ cm peralte efectivo

$$R = \frac{M_{U_NEG}}{\phi * b * d^2} = \frac{3.36}{0.9 * 1 * (16.87)^2} = 13.14 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\rho_1 = 0.85 * \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}}\right) = 0.85 * \left(\frac{280}{4200}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 13.14}{0.85 * 280}}\right) =$$

0.0032

$$A_s = \rho_1 * b * d = 0.0032 * 1 * 14.37 = 5.43 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo de acero se propone varilla No. 4, al dividir el diámetro de la varilla dentro del área, obtenemos la cantidad de varillas que serán 4, para efecto de diseño utilizaremos 5 varillas en total. Para el chequeo por fisuración entre cada varilla, será mediante la siguiente ecuación.

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{varrilla}} = \frac{5.43}{1.27} = 4.29 \approx 5$$

$$S_{final} = \frac{b}{N_{varrilla}} = \frac{1}{5} = 20\text{cm}$$

En el acero de temperatura utilizamos toda la sección transversal del tablero, ubicado paralelamente en la sección transversal, de toda la cama superior.

Donde:

$b = 8$ m

$h = 0.2$ m

$$A_{s_{temp_1}} = \frac{0.18 * b * h * cm}{2 (b + h)} = \frac{0.18 * 8 * 0.2}{2 (8 + 0.2)} = 1.76 \text{ cm}^2$$

$$2.33 \leq A_{s_{temp_1}} \leq 12.70$$

El área de acero debe ser mayor a 2.33 cm^2 o menor a 12.70 cm^2 , Si el área de acero no cumple con las condiciones se tomará el mínimo de 2.33 cm^2 . Se propone varilla No. 3 para cumplir con el valor de acero requerido por temperatura.

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{varrilla}} = \frac{2.33}{0.71} = 3.27 \approx 4$$

$$S_{final} = \frac{b}{N_{varrilla}} = \frac{1}{4} = 25 \text{ cm}$$

Donde

$$A_{total} = 2.85 \text{ cm}^2 \text{ Área total de acero}$$

$$A_s = 2.33 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de acero}$$

$$A_{total} \geq A_s \quad \text{Si cumple}$$

Para el cálculo del peralte efectivo, en la cama inferior en el momento positivo, también llamado perpendicular al tráfico, se utilizará varilla No.4 Ø 1/2" y un recubrimiento según AASHTO LRFD en la tabla 5.12.3-1 de 2.5 cm. Al no existir exposición del acero al tráfico, utilizamos las siguientes ecuaciones para obtener el diámetro

$$D_{varilla} = \frac{v_{varilla}}{8} = \frac{4}{8} * 2.54 = 1.27 \text{ cm}$$

$$r = r_{libre} + \frac{D_{varilla}}{2} = 2.5 + \frac{1.27}{2} = 3.14 \text{ cm}$$

$$d = t - r = 0.20 - 3.14\text{cm} = 16.87 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

En el cálculo de acero requerido se utilizan las fórmulas generales de cuantías establecidas según el ACI 3-18, tomando los siguientes valores.

$$R = \frac{M_{U_NEG}}{\phi * b * d^2} = \frac{3.36}{0.9 * 1 * (16.87)^2} = 13.14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_1 = 0.85 * \left(\frac{f'_c}{f_y}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R}{0.85 * f'_c}}\right) = 0.85 * \left(\frac{280}{4200}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 13.14}{0.85 * 280}}\right) = 0.0032$$

$$A_s = \rho_1 * b * d = 0.0032 * 1 * 14.37 = 5.43 \text{ cm}^2$$

Al obtener el valor de acero requerido se proponen varillas número 4

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{varrilla}} = \frac{5.43}{1.27} = 4.29 \approx 5$$

$$S_{final} = \frac{b}{N_{varrilla}} = \frac{1}{5} = 20\text{cm}$$

Para el porcentaje de acero en la cama superior por distribución, se realiza según lo establecido en AASHTO LRF en el capítulo 9.7.3.2, recomendando que no se exceda del 67% del acero utilizado para el área transversal de la cama inferior. Según cálculos realizados, se tiene un porcentaje de acero en la cama inferior del 93%, pero según la condición de acero se tomará el 67%. La cantidad de acero por distribución se ha multiplicado por el porcentaje por el área de acero.

Donde:

$POR_1 =$ Porcentaje de acero en función de la longitud de losa libre.

$POR_2 =$ Porcentaje de acero en función de la longitud de losa libre.

$POR =$ Porcentaje de acero por distribución.

$A_{s_dis} =$ Área de acero de distribución

$$A_s = \text{Área de acero de diseño}$$

$$POR_1 = \frac{121}{\sqrt{\frac{S_L}{m}}} \% = 93\%$$

$$POR_2 = 67\%$$

Para el análisis, se utilizó el 67% del acero requerido en la cama inferior.

$$A_{s_dis} = POR * A_s = 67\% * 5.43 = 3.64 \text{ cm}^2$$

Para el cálculo de acero, se propuso varilla No. 4:

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{varrilla}} = \frac{3.64}{1.27} = 2.87 \approx 4$$

$$S_{final} = \frac{b}{N_{varrilla}} = \frac{1}{4} = 25 \text{ cm}$$

Resumen de distribución de acero

- Acero negativo en la cama superior transversal
 - No. de varilla 4
 - Cantidad de varilla 5
 - Espaciamiento final 20 cm

- Acero negativo en la cama superior longitudinal
 - No. de varilla 3
 - Cantidad de varilla 4
 - Espaciamiento final 25 cm

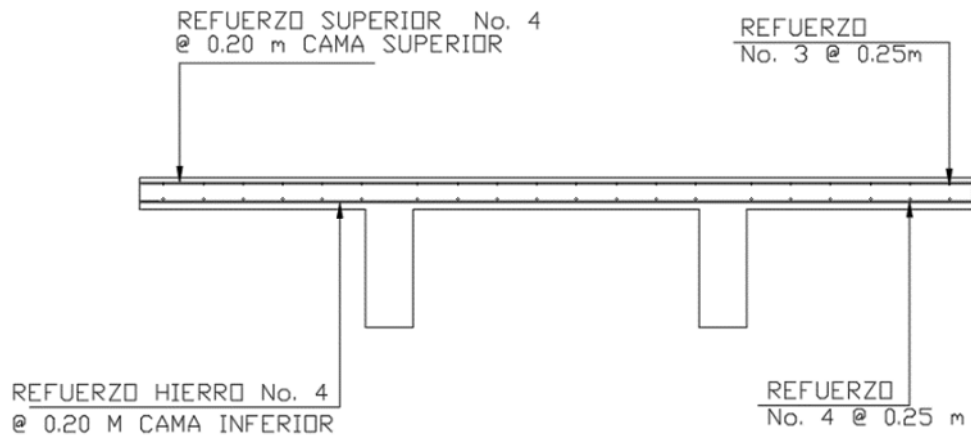
- Acero positivo en la cama superior transversal

- No. de varilla 4
- Cantidad de varilla 5
- Espaciamiento final 20 cm

- Acero Positivo en la Cama inferior Longitudinal
 - No. de varilla 4
 - Cantidad de varilla 4
 - Espaciamiento final 25 cm

Figura 10.

Resumen distribución de acero



Nota. La figura representa la distribución de acero en el puente vehicular. Elaboración propia, empleando el programa de AutoCad.

En el diseño de la revisión por fisuración por distribución de armadura, el acero principal negativo, se realiza el diseño de una franja igual a la separación entre varillas e igual al espaciado final. El momento obtenido del estado límite de servicio 1 en el momento último por servicio anteriormente mencionado es de 1.55 ton*m. Se considera la revisión por fisuración de la armadura al acero principal negativo:

Donde:

$$M_{U_S} = 1.55 \text{ ton} * m \quad \text{Momento último por servicio}$$

$$l_T = 0.20m \quad \text{Ancho tributario}$$

$$M_S = 0.31 \text{ ton} * m \quad \text{Momento en franja}$$

$$M_S = M_{U_S} * l_T = 0.31 \text{ ton} * m$$

El ancho de franja será el espaciamiento entre las varillas del acero. La ubicación del eje neutro se diseñó según lo establecido en AASHTO LRF en el inciso 5.4.3.2 e inciso 5.4.2.4-3.

Donde:

$$E_s = \text{Modulo de elasticidad de acero}$$

$$E_c = \text{Modulo de elasticidad de concreto}$$

$$E_s = 2.04 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}$$
$$E_c = 15300 * \sqrt{f'_c} \frac{kg}{cm^2} = 2.56 * 10^5$$

La relación modular entre el acero y el concreto se obtuvo a través de la siguiente fracción.

Donde:

$$n = \text{Relacion modular entre el acero y el concreto}$$

$$E_s = \text{Módulo de elasticidad de acero}$$

$$E_c == \text{Módulo de elasticidad de concreto}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2040000}{256018} = 8$$

Se propone varilla No.4 con recubrimiento de 5 cm, se obtiene el diámetro de la varilla para ser utilizado en el área de acero transformada.

$$A_{varilla} = \frac{\pi}{4} * (D_{varilla})^2 = 1.27cm^2$$

El área de acero transformada se haya con la relación modular hallada anteriormente y el área de varilla propuesta.

$$A_{trans} = n * A_{var} = 10.09cm^2$$

El esfuerzo de acero bajo cargas de servicio será por medio de obtener la longitud, entre el bloque de compresión y tensión se encuentra la altura (y) a través de una sumatoria de momentos por medio de la fórmula cuadrática empleando un bloque de análisis en el programa de Mathcad.

Donde:

$J_d = 13.25$ cm Brazo entre esfuerzo de tensión y compresión

$d = 14.37$ cm Peralte efectivo

$y = 3.34$ cm Altura para el área a compresión

$$J_d = d - \frac{y}{3} = 13.25 \text{ cm}$$

A través de la siguiente ecuación encontramos el esfuerzo del acero, para verificar que cumpla la condición de esfuerzos.

Donde:

$M_s = 0.31$ tonnef * m Momento en franja

$J_d = 13.25$ cm Peralte efectivo

$A_{var} = 1.27 \text{ cm}^2$ altura para el área a compresión

$$f_{ss} = \frac{M_s}{J_d * A_{var}} = 1840.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del espaciamiento máximo entre varillas:

Donde:

S_{max} = Separación máxima

d_c = Recubrimiento libre

y_e = Factor para condición de exposición severa

h = altura de losa

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)} = 1.56$$

$$s_{max} = \frac{125000 * y_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c = 21.37 \text{ cm}$$

Para la fisuración en el acero principal positivo de la armadura se utilizan los momentos por servicio:

Donde:

$M_{U_S} = 1.92 \text{ ton} * \text{m}$ *Momento último por servicio*

$\ell_T = 0.20 \text{ m}$ *Ancho tributario*

$M_s = 0.38 \text{ ton} * \text{m}$ *Momento en franja*

$$M_s = M_{U_S} * \ell_T = 0.38 \text{ ton} * \text{m}$$

Para el cálculo del ancho de franja, será el espaciamiento entre las varillas del acero. La ubicación del eje neutro se diseñó según lo establecido en AASHTO LRF en el inciso 5.4.3.2 e inciso 5.4.2.4-3.

Donde:

$E_s = \text{Modulo de elasticidad de acero}$

$E_c = \text{Modulo de elasticidad de concreto}$

$$E_s = 2.04 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 15300 * \sqrt{f'c} \frac{kg}{cm^2} = 2.56 * 10^5$$

La relación modular entre el acero y el concreto se obtuvo a través de la siguiente fracción.

Donde:

$n = \text{Relacion modular entre el acero y el concreto}$

$E_s = \text{Módulo de elasticidad de acero}$

$E_c = \text{Módulo de elasticidad de concreto}$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2040000}{256018} = 8$$

Se propone varilla No.4, para el área de acero transformada.

$$A_{varilla} = \frac{\pi}{4} * (D_{varilla})^2 = 1.27cm^2$$

El área de acero transformada se obtiene con la relación modular hallada anteriormente y el área de varilla propuesta.

$$A_{trans} = n * A_{var} = 10.09cm^2$$

Para conocer el esfuerzo del acero bajo cargas de servicio. Para obtener la longitud entre el bloque de compresión y tensión, se encuentra la altura (y) a través de una sumatoria de momentos por medio de la fórmula cuadrática, empleando un bloque de análisis en el programa de Mathcad.

Donde:

$J_d = 15.65$ cm Brazo entre esfuerzo de tensión y compresión
 $d = 16.87$ cm Peralte efectivo
 $y = 3.65$ cm Altura para el área a compresión

$$J_d = d - \frac{y}{3} = 15.65 \text{ cm}$$

El esfuerzo de acero se obtuvo a través de la siguiente ecuación, para verificar que cumpla la condición de esfuerzos.

Donde:

$M_s = 0.38$ tonnef * m Momento en franja
 $J_d = 15.65$ cm Peralte efectivo
 $A_{var} = 1.27$ cm² Altura para el área a compresión

$$f_{ss} = \frac{M_s}{J_d * A_{var}} = 1932.59 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el cálculo del espaciamiento máximo entre varillas se utilizan las siguientes ecuaciones:

Donde:

$S_{max} =$ Separación máxima
 $d_c =$ Recubrimiento libre

$y_e =$ Factor para condición de exposición severa

$h =$ Altura de losa

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)} = 1.27$$

$$s_{max} = \frac{125000 * y_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c = 32.06 \text{ cm}$$

4.5. Diseño de viga

Se realiza el diseño de vigas interiores y exteriores, siendo la viga interior la más crítica por cargas dinámicas:

4.5.1. Diseño de viga interior

Para la carga muerta se debe tomar en cuenta lo siguiente: el peso propio de la viga, el peso generado por losa y por diafragmas, integrados de forma puntual.

$$L = 17 \text{ m}$$

$$W_{losa} = 0.20 * 2.10 * 2400 = 1008 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{carga por losa}$$

$$W_{viga} = (1.2 - 0.20) * 0.40 * 2400 = 960 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{carga por viga}$$

$$W_{DC} = 1008 + 960 = 1968 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{carga total por DC}$$

$$W_{DC_1} = \frac{W_{DC} * L^2}{8} = \frac{1968 * 17}{8} = 71.09 \text{ tonnef} * \text{m} \quad \text{carga por viga}$$

Donde:

W_{losa} = carga por losa

W_{vga} = carga por viga

W_{DC} = carga por DC

W_{DC_1} = Momentos por cargas DC

Para tener todas las cargas generadas en las vigas se deben sumar todas las cargas producidas en los diafragmas y cargas puntuales obtenidas anteriormente.

Donde:

P_{diaf} =

Carga por diafragma

M_{DC_2} = Carga por diafragma

M_{DC} = Momento total por cargas muertas DC

$$P_{diaf} = (0.90 - 0.20) * (2.10 - 0.40) * 0.30 * 2400 = 856.8 \text{ kgf}$$

$$M_{DC_2} = \frac{P_{diaf} * L}{4} = \frac{856.8 * 17}{4} = 3.64 \text{ tonnef} * \text{m}$$

$$M_{DC_2} = 71.09 + 3.64 = 74.74 \text{ tonnef} * \text{m}$$

El momento generado en vigas por carga muerta es de 74.74 tonnef * m.

Para la integración de cargas y cálculos de momentos por carpeta de rodadura se integran de manera linealmente.

Donde:

W_{rod_2} = Carga por carpeta de rodadura

W_{DW} = Momento por carpeta de rodadura

$$W_{rod_2} = 0.05 * 2.1 * 2240 = 235.2 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$M_{DW} = \frac{W_{rod.2} * L^2}{8} = \frac{235.2 * 17^2}{8} = 8.5 \text{ tonnef} * m$$

Para el momento generado por carga dinámica utilizamos las líneas de influencia, para dejar como referencia que está pasando el camión de diseño HL-93 y el tándem de diseño. Al tener el valor mayor se multiplica por el factor de incremento por carga dinámica (*IM*) y adicionalmente sumamos el momento generado por la carga de carril de 952 *kgf/m*, según lo establecido en la norma de AASHTO en su artículo 3.6.1.3. El camión de diseño HL-93 tiene una longitud menor a la longitud del tramo, se toma el mayor momento flector en la viga, se toma el momento máximo definido en la tabla A2.1 de Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados por sobrecarga HL-93 (*x*=distancia desde el apoyo). Para un tramo de luz de 17 m el valor generado por el camión de diseño HL-93 es de 101.36 *ton * m* siendo el momento generado afectado por la presencia múltiple y el momento por carga del carril.

Para el cálculo del factor de distribución de momentos, se obtiene que un momento por carga vehicular es afectado por un factor de distribución. Es necesario realizar el cálculo para un carril cargado y para dos carriles cargados.

Caso de un carril cargado:

$$E_{losa} = 15300 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 256017.968 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$E_{viga} = 256017.968 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = \frac{256017.968}{256017.968} = 1$$

$$I_{viga} = \frac{b_{viga}(h_{viga} - t)^3}{12} = \frac{0.40 * (1.2 - 0.2)^3}{12} = 0.0333 \text{ m}^4$$

$$A_{viga} = b_{viga} * (h_{viga} - t)^3 = 0.40 * (1.2 - 0.2) = 0.4 \text{ m}^2$$

$$e_g = \frac{t}{2} + \left(\frac{h_{viga} - t}{2} \right) = \frac{0.2}{2} + \left(\frac{1.2 - 0.20}{2} \right) = 0.6 \text{ m}$$

$$K_g = n(I_{viga} + A_{viga} * e_g^2) = 1 * (0.03 + 0.4 * (0.6)^2) = 0.1773 \text{ m}^4$$

$$g_{-1} = 0.06 + \left(\frac{2.10}{4.30} \right)^{0.4} * \left(\frac{2.10}{13} \right)^{0.3} * \left(\frac{6131250}{13 * (0.2)^3} \right)^{0.1} = 0.47$$

Donde:

E_{losa} = Módulo de elasticidad del concreto

E_{viga} = Módulo de elasticidad de la viga

n = Relación modular

I_{viga} = Inercia en viga m^4

A_{viga} = Área total de viga m^2

e_g = Distancia entre centroides de losa y viga

K_g = Factor K_g Ref. 4.6.2.2.1 – 1

g_{-1} = Factor de distribución de momentos para 1 carril cargado

Caso de dos carriles cargados:

$$g_{-2} = 0.075 + \left(\frac{2.10}{2.90} \right)^{0.6} * \left(\frac{2.10}{13} \right)^{0.2} * \left(\frac{6131250}{13 * (0.2)^3} \right)^{0.1} = 0.62$$

Para el factor de distribución de momento se utilizará el caso de dos carriles cargados $g_{in} = 0.062$

$$M_{LL_{IM}} = 111.24 * 0.62 = 68.97 \text{ ton} * m$$

Donde:

g_{in} = Factor de distribución de momentos en viga interior

$M_{LL_{IM}}$ = Momento por carga viva

En el resumen de momentos generados por carga muerta, está la carpeta de rodadura y cargas dinámicas:

$M_{DC} = 74.74 \text{ Tonnef} * m$ Momento positivo por DC

$M_{DW} = 8.5 \text{ Tonnef} * m$ Momento positivo por DW

$M_{LL_{IM}} = 106.52 \text{ Tonnef} * m$ Momento positivo por (LL + IM)

En la mayoración de momentos se emplea la tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO que indica los criterios LRFD y brinda los factores de mayoración para resistencia I y servicio I, para determinar los momentos últimos de diseño.

Tabla 6.

Criterios para factores de mayoración

	y	
Resistencia I	Servicio I	Fatiga
1.25	1.00	0.00
1.50	1.00	0.00
1.75	1.00	0.75

Nota. La tabla indica los criterios para factores de mayoración. Elaboración propia, utilizando Excel.

Para el momento por servicio 1, se toman los siguientes factores:

Donde:

$M_{U_servicio}$ = Momento último por Servicio 1

M_U = Momento último por Resistencia 1

$$M_{U_servicio} = 1 * 74.74 + 1 * 8.5 + 1 * 106.52 = 189.75 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M_U = 1.25 * 74.74 + 1.5 * 8.5 + 1.75 * 106.52 = 292.57 \text{ ton} * \text{m}$$

En el diseño de la viga se realiza una verificación para deducir si se comporta como viga T o viga rectangular

A_s = Área de acero mínimo

$$b_{efec} = 2.10 \text{ m}$$

$$t = 0.20 \text{ m}$$

$$a = 0.85 * t = 0.85 * 0.20 = 17 \text{ cm}$$

$$d = 0.85 * h_{viga} = 0.85 * 1.20 = 1.02 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})} = \frac{292.57}{0.9 * 4.2 * (1.02 - \frac{17}{2})} = 82.78 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.8 * f_c * b_{efec}} = \frac{82.78 * 4.2}{0.85 * 0.28 * 2.10} = 6.96 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.96}{0.85} = 8.18 \text{ cm}$$

Se toma la viga como viga rectangular, teniendo una distancia $c = 8.18 \text{ cm}$ es menor que el espesor de la losa $t = 20 \text{ cm}$.

En el diseño de la viga rectangular se emplean las siguientes ecuaciones:

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia *Tabla 21.2.2*

β_1 = Factor de modificación para concretos menores o iguales a 280 kgf/cm^2

A_s = Área de acero requerido

$$A_s = \frac{M_U}{0.9 * f * (d - \frac{a}{2})} = \frac{292.57}{0.9 * 4.2 * (1.02 - \frac{17}{2})} = 82.78 \text{ cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.8 * f_c * b_{efec}} = \frac{78.56 * 4.2}{0.85 * 0.28 * 2.10} = 6.6 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.96}{0.85} = 7.77 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

Para el cálculo del acero longitudinal se determina el valor de acero requerido, para el cual se proponen varillas número 8:

$$N_{varillas} = \frac{A_s}{A_{varilla}} = \frac{78.56}{5.07} = 15.5$$

Se propone 16 varillas número 8 para cumplir con el área requerida, con una separación no menores a 5 cm entre varillas y un recubrimiento libre de 5 cm, aproximando centésimas para procesos constructivos.

Para el cálculo del acero máximo, según las nuevas disposiciones en la norma AASHTO LRFD, se elimina el límite.

En el acero mínimo, la norma AASHTO nos da dos momentos mínimos (M_{cr}) y $1.33 * M_u$. El menor de ambos es el momento resistente obtenido por las 16 varillas número 8 propuestas.

Donde:

f_r = Esfuerzo de tensión del acero

M_{cr} = Momento mínimo

M_u = Momento último obtenido por combinación de resistencia 1

$M_{resistente}$ = Momento resistente

$$f_r = 2.01 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{2.10 * (1.20)^2}{6} = 504000 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 1.1 * 33.63 * 504000 = 186.47 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M_u = 292.57 \text{ ton} * \text{m}$$

$$1.33 * M_u = 1.33 * 292.57 = 389.12 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M_{resistente} = 0.9 * \left(81.07 * 4200 \left(0.81 * \frac{81.07 * 4200}{1.7 * 280 * 2.10} \right) \right) = 322.59 \text{ ton} * m$$

El valor del momento resistente está por encima del valor mínimo estipulado por la norma; por lo tanto, cumple.

Para el cálculo del acero por temperatura se toma en cuenta la sección transversal de la viga.

$$b = b_{viga} = 40 \text{ cm}$$

$$h = h_{viga} = 120 \text{ cm}$$

Donde:

$$A_{s_temp} = \text{Acero por temperatura de diseño}$$

$$A_{s_temp} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b + h)} = \frac{0.18 * 30 * 95}{2 * (40 + 120)} = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$2.33 \leq A_{s_temp} \leq 12.70$$

La norma AASHTO indica que el acero requerido por temperatura debe estar en el rango de 2.33 y 12.70 cm^2 se utiliza el valor mínimo, pero en este caso es mayor; entonces se asume 2.7 cm^2 . Al conocer el valor del acero requerido por temperatura, se propone utilizar varillas número 8 para el diseño.

$$h_{distribuida} = h - t - 0.2 = 0.95 - 0.20 - 0.20 = 0.55 \text{ m}$$

$$A_{s_temp} = 2.33 \text{ cm}^2 * \frac{0.55 \text{ m}}{m} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} = \frac{A_{s_temp}}{A_{varrilla}} = \frac{2.16}{1.27} = 1.71 \approx 2$$

Para el acero de temperatura por proceso constructivo, se aproxima a 2 varillas número 8.

En la verificación por fisuración, los momentos a utilizar serán los de servicio:

$$M_{U_servicio} = 189.75 \text{ ton} * \text{m}$$

Para el cálculo de la ubicación del eje neutro se emplean las siguientes ecuaciones:

$$E_{losa} = 15300 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 256018 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6}{256018} = 8$$

$$r_{libre} = 5 \text{ cm}$$

$$d_c = r_{libre} + D_{varilla_{estribo}} + \frac{D_{varilla}}{2} = 5 + 1.27 + \frac{2.54}{2} = 7.54 \text{ cm}$$

$$d_l = h_{viga} - d_c = 120 - 7.54 = 112.46 \text{ cm}$$

$$112.46 \leq 90$$

Al no cumplir con esta condición se realiza el cálculo de acero superficial longitudinal (art 5.6.8). Para el cálculo de acero transformada se emplean las siguientes ecuaciones:

$$N_{vartotal} = 12$$

$$A_{st} = n * A_{varilla} * N_{vartotal} = 8 * 5.067 * 12 = 646.01 \text{ cm}^2$$

Donde:

A_{st} = Área de acero transformada

$N_{vartotal}$ = Número de varillas totales

E_s = Módulo de elasticidad del acero Ref. 5.4.3.2

E_c = Módulo de elasticidad del concreto Ref. 5.4.2.4 – 3

n = Relación modular entre el acero y el concreto

r_{libre} = Recubrimiento Ref. 5.10.1 – 1

d_c = Recubrimiento libre

Para determinar la altura en el área a compresión (y), será por medio de una sumatoria de momentos en la sección transversal de la viga. Nos permite conocer el esfuerzo de acero bajo cargas de servicio.

$$y = 22.16 \text{ cm}$$

Donde:

y = Altura para el área a compresión

J_d = Brazo entre esfuerzo a tensión y compresión

f_{ss} = Esfuerzo actuante por cargas de servicio $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$J_d = d - \frac{y}{3} = 94.61 \text{ cm}$$

$$f_{ss} = \frac{M_s}{J_d * A_{varilla} * N_{vartotal}} = 2473.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$0.60 * 4200 = 2520 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para cumplir con la siguiente condición, la resistencia del acero de refuerzo reducido al 60% debe ser mayor al esfuerzo requerido por el bloque a tensión.

$$2520 \geq 2473.76 \quad \text{Si cumple}$$

Para obtener la separación máxima entre varillas de acero se emplean las siguientes ecuaciones:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7*(h-d_c)} = 1 + \frac{0.0754}{0.7*(1.20-0.0754)} = 1.12$$

$$s_{max} = \frac{125000*y_e}{\beta_s*f_{ss}} - 2 * d_c = 32.22 \text{ cm}$$

$$32.22 \geq 5 \quad \text{Si cumple}$$

Según cálculos realizados anteriormente, vemos que cumple la condición de separación promedio entre varillas, en el acero longitudinal el promedio es de 10 cm. Por lo tanto, está debajo de la separación máxima.

Para el estado límite por fatiga, la norma AASHTO nos indica que para el cálculo se debe tomar un nuevo camión de diseño, utilizando el camión HL-93 con una diferencia en el eje trasero, teniendo una separación de 9.14 m con respecto al siguiente eje; el resultado se multiplica por un factor de incremento por carga dinámica de 1.15 según lo estipulado en la tabla 3.6.2.1-1.

Por medio del teorema de Barré determinamos el momento por fatiga de 59.22 ton*m, considerando que el análisis solo es para un carril cargado.

Donde:

$y_e =$ Se toma el valor de 1 por su condición de acero inferior clase 1.

M_{LLIM} = Momento para análisis de fatiga

g_{-1} = Factor de distribución de momentos para 1 carril cargado

g_{fatiga} = Eliminando el factor de presencia múltiple Art. 3.6.1.1.2

$$M_{LIM} = 81.56 \text{ ton} * \text{m}$$

$$g_{-1} = 0.63$$

$$g_{fatiga} = \frac{0.63}{1.2} = 0.52$$

$$M_{LLIM} = 81.56 * 0.52 = 42.72 \text{ tonnef} * \text{m}$$

Para la mayoración de momento por fatiga se utiliza la siguiente ecuación:

Donde:

M_{fatiga} = Momento ultimo por fatiga tabla 3.4.1.1 SHTO

$$M_{fatiga} = 1.75 * 42.72 = 74.76 \text{ ton} * \text{m}$$

$$f_{tracc} = 0.80 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 13.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el cálculo de momento por fatiga se toman las cargas por carpeta de rodadura sin mayorar el peso propio, adicional al momento por carga dinámica.

$$M_{fatiga_} = M_{DC} * M_{DW} + M_{fatiga} = 105.86 * 3.64 * 74.76 = 184.27 \text{ tonnef} * \text{m}$$

$$S = 456000 \text{ cm}^3$$

$$f_{fatiga} = \frac{184.27}{456000} = 40.41 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

40.41 \geq 13.39 Si cumple

Si no cumplierse con la verificación anterior, se utiliza la sección agrietada.
Se realiza la verificación de esfuerzos por medio de las siguientes ecuaciones:

Donde:

f_{tracc} = Tensión de tracción Art. 5.5.3

M_{fatiga_f} = Momento para fatiga más cargas permanentes sin mayorar

f_{fatiga} = Tensión de tracción por fatiga

A_{total_lon} = Área total de 12 varillas número 8

f_{LL} = Esfuerzo debido a la carga viva

f_{DC_DW} = Esfuerzo debido a las cargas permanentes

$$A_{total_lon} = 60.804 \text{ cm}^2$$

$$J_d = 75.28 \text{ cm}$$

$$f_{LL} = \frac{M_{fatiga}}{A_{total_lon} * J_d} = \frac{74.76}{81.07 * 94.28} = 978.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{DC_DW} = \frac{M_{DC} + M_{DW}}{A_{total_lon} * J_d} = \frac{109.5}{81.07 * 94.28} = 1432.58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se realiza el cálculo de rango de esfuerzos por medio de las siguientes ecuaciones:

Donde:

f_{min} = Esfuerzo mínimo

f_{max} = Esfuerzo máximo

f = Rango máximo de esfuerzos

f_{limite} = Rango limite de esfuerzos Ref. 5.5.3.2 – 1

$$f_{min} = f_{DC_DW} = 1432.58 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{max} = f_{LL} + f_{DC_DW} = 978.1 + 1432.58 = 2410.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f = f_{max} - f_{min} = 978.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{limite} = 1828 - 0.367 * f_{min} = 1302.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$1302.24 \geq 978.1 \text{ Si cumple}$$

Según AASHTO en su art. 5.7.3.2 el cortante en una viga se va a generar a una distancia (d_v) desde la cara interna del apoyo.

Donde:

d_v = Peralte efectivo por corte Art. 5.7.2.8

b_{dis} = Base del dispositivo propuesto

$d_{v_critico}$ = Distancia del eje de apoyo a la sección crítica por corte

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 1.02 - \frac{0.07}{2} = 98.7 \text{ cm}$$

$$b_{dis} = 30 \text{ cm}$$

$$d_{v_critico} = 98.7 + \frac{30}{2} = 1.14\text{m}$$

Para el cálculo del cortante por la carga muerta DC se emplean las siguientes ecuaciones.

Donde:

W_{DC} = Carga muerta losa y viga

P_{diaf} = Peso por diafragma interior

P_{diaf_ex} = Peso por diafragma exterior

$$W_{DC} = 1548 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$P_{diaf} = (0.75 - 0.20) * (2.10 - 0.30) * 0.3 * 2400 = 712.80 \text{ kgf}$$

$$P_{diaf_ex} = (0.50 - 0.20) * (2.10 - 0.30) * 0.3 * 2400 = 388.80 \text{ kgf}$$

Para encontrar la reacción en el punto (A) generada por las cargas muertas, se realiza una sumatoria de momentos en el punto (B).

$$R_A(L) - P_{diaf_ex}(L) - P_{diaf} \left(\frac{L}{2} \right) - W_{DC} \left(\frac{L^2}{2} \right) = 0$$

Se realiza el despeje para la reacción en (A):

Donde:

V_{DC} = Cortante generado por carga muerta DC

$$R_A = \frac{489.6 * (17) + 856.8 * \left(\frac{17}{2} \right) + 1968 * \left(\frac{17^2}{2} \right)}{17} = 17.65 \text{ ton}$$

$$V_{DC} = 17.65 - 489.6 - 1.14 * \frac{1968}{1000} = 14.92 \text{ ton}$$

Para determinar una reacción ejercida por carpeta de rodadura se consideran las siguientes cargas:

Donde:

$W_{DW} = \text{Carga por carpeta de rodadura}$

$$W_{DW} = 235 \frac{kg}{m}$$

$$d_{v_critico} = 1.14 m$$

Para encontrar la reacción en el punto (A) por las cargas ejercidas en la carpeta de rodadura, se realiza una sumatoria de momentos en el punto (B).

Donde:

$V_{DW} = \text{Cortante generado por carpeta de rodadura DW}$

$$(B)R_A * (L) - W_{DW} \left(\frac{L^2}{2} \right) = 0$$

$$R_A = \frac{235.2 * \left(\frac{17^2}{2} \right)}{17} = 2 ton$$

$$V_{DW} = 1.53 - 0.91 * \frac{235.2}{1000} = 1.73 ton$$

Para conocer las reacciones ejercidas por cargas dinámicas, se aplica solo la del camión HL-93, por motivo de que las cargas influyentes por el tándem de diseño son menores.

$$d_{v_critico} = 1.14 m$$

$$P_{1.1} = 14.52 ton$$

$$P_{1.2} = 14.52 ton$$

$$P_{1.3} = 3.63 ton$$

Para hallar la reacción en el punto (A) por las cargas dinámicas, se debe hacer una sumatoria de momentos en el punto (B).

$$R_A(L) - P_{1.1}(L - d_{v_{\text{critico}}}) - P_{1.2}(L - d_{v_{\text{critico}}} - 4.27) - P_{1.3}(L - d_{v_{\text{critico}}} - 2(4.27)) = 0$$

$$R_A = \frac{P_{1.1}(L - d_{v_{\text{critico}}}) + P_{1.2}(L - d_{v_{\text{critico}}} - 4.27) + P_{1.3}(L - d_{v_{\text{critico}}} - 2(4.27))}{17}$$

$$R_A = 25.01 \text{ ton}$$

Para el cálculo de cortante por carril de diseño, se hallan la reacción en el punto (A) por las cargas dinámicas. Se debe hacer una sumatoria de momentos en el punto (B).

Donde:

V_{CARRIL} = Cortante generado por carga de carril

IM = Factor de incremento por carga dinamica

$V_{\text{LL_IM_1.1}}$ = Cortate generado por carga dinámica + carga por carril

$$R_A(L) - W_{3.1} \left(\frac{(L - d_{v_{\text{critico}}})^2}{2} \right) = 0$$

$$R_A = \left(\frac{0.952 * \left(\frac{17 - 0.91}{2} \right)^2}{17} \right) = 7.05 \text{ ton}$$

$$V_{\text{Carril}} = R_A = 7.05 \text{ ton}$$

$$\text{IM} = 1.33$$

$$V_{LL_{IM}_{1.1}} = 25.01 * 1.33 + 7.05 = 40.31 \text{ ton}$$

- Caso de 1 carril cargado:

$$g = 0.36 + \frac{S}{7.6} = 0.64$$

$$S' = 2.10 \text{ m}$$

$$g_{1.2} = 0.36 + \frac{S'}{7.6} = 0.64$$

- Caso de 2 carriles cargados:

$$g = 0.20 + \frac{S}{3.6} - \left(\frac{S}{10.7}\right)^2$$

$$g_{1.2} = 0.2 + \frac{2.10}{3.6} - \left(\frac{S'}{10.7}\right)^2 = 0.74$$

- De los factores anteriores se considera el más crítico de 0.74.

$$g_{dis} = 0.74$$

$$V_{LL_{IM}} = g_{dis} * V_{LL_{IM}_{1.1}} = 0.74 * 40.31 = 30.03 \text{ ton}$$

Para la mayoración de cargas halladas se utilizarán también las cargas por límite de resistencia 1, para obtener el diseño del cortante último.

$$V_U = 1.25 * 14.92 + 1.5 * 1.73 + 1.75 * 30.03 = 73.79 \text{ ton}$$

Donde:

$$V_U = \text{Cortante último actuante}$$

Para el cálculo del diseño de estribos en la sección crítica por corte se toman los siguientes parámetros establecidos por el ACI318-14:

Para el cálculo del cortante nominal resistente del concreto se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 40 * 98.7 = 35012.9 \text{ kgf}$$

Para conocer el cortante nominal resistente del acero, se propone utilizar estribos con varillas número 4 a cada 15 cm.

Donde:

$S_{estribos}$ = Espacimienta entre estribos asumido (m)

V_s = Cortante del acero (kgf)

$$S_{estribos} = 15 \text{ cm}$$
$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{S}$$
$$V_s = \frac{1.27 * 4200 * 0.99}{0.15} = 70016.21 \text{ kgf}$$

Para el cálculo del cortante nominal resistente se emplean las siguientes ecuaciones:

$$V_{n_1} = V_c + V_s = 978.1 + 1432.58 = 105029.12 \text{ kgf}$$
$$V_{n_2} = 0.25 * V_c + V_s = 978.1 + 1432.58 = 276357.53 \text{ kgf}$$

Para el cálculo del cortante nominal se utilizará el menor de los dos cálculos.

$$V_n = 105029.12 \text{ kgf}$$

El cortante nominal se debe reducir un 10 % para tener un margen de seguridad para el cortante resistente.

$$V_r = 0.9 * 105.03 = 94.53 \text{ tonnef}$$

Según la condición de cortante, para cumplir con la condición, el cortante último ($V-U$.) debe ser menor al momento resistente, ($V-r$.).

$$V_r > V_U$$

$$94.53 > 73.79 \text{ cumple}$$

Donde:

$V_n = \text{cortante nominal}$

$V_r = \text{Cortante resistente con las características propuesto.}$

El cálculo de acero mínimo se emplean las siguientes ecuaciones:

$$\lambda = 1$$

$$A_{v_min} = 0.27 * \lambda * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \frac{b_{viga} * S}{fy}} = 0.27 * 1 * \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \frac{40 * 15}{4200}}$$
$$= 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 * A_{vmin} = 2.53 \text{ propuesto}$$

$$2.53 > 0.65 \text{ cumple}$$

Para el espaciamiento máximo se emplean las siguientes ecuaciones:

$$S_{\max_1} = 0.8 * d_v = 0.8 * 0.99 = 0.79 \text{ m}$$

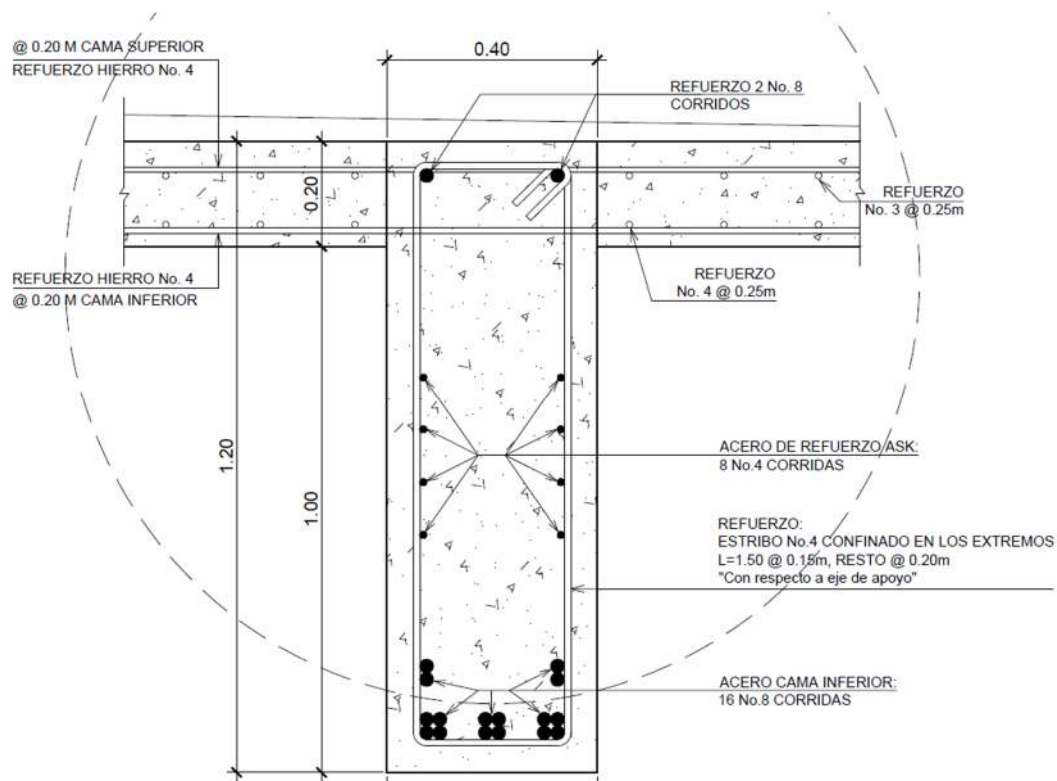
$$S_{\max_2} = 0.8 * d_v = 0.8 * 0.99 = 0.79 \text{ m}$$

$$S_{\text{estribos}} = 15 \text{ cm}$$

$$0.15 < 0.60 \text{ y } 0.30 \text{ cumple}$$

Figura 11.

Distribución de acero en viga



Nota. La figura representa la distribución de acero en la viga. Elaboración propia, empleando el programa de AutoCad.

4.5.2. Diseño de viga exterior

Para el cálculo de la viga exterior, será diseñada igual que la viga interior por procesos de construcción, siendo considerada la más crítica.

4.6. Espectro de respuesta sísmica

El espectro sísmico nos permite demostrar gráficamente el sismo a una cierta amplitud según la vibración sísmica. El espectro sísmico nos permite evaluar la resistencia de una estructura ante los movimientos sísmicos. Para el cálculo del espectro de respuesta sísmica se obtiene por medio de frecuencias de vibración. El coeficiente sísmico está en función de la clasificación de obra, factores de sitio y de la ubicación geográfica por medio de los mapas de aceleraciones presentados en la norma AGIES NSE-2. El proyecto está ubicado en el municipio de San Miguel Ixtahuacán según la tabla específica e ilustrada de amenazas sísmicas y velocidad básica del viento para obtener los valores para el suelo tipo C.

Tabla 7.

Listado de amenazas sísmicas y velocidad básica del viento

N o	Munici pio	Departa mento	Suelo Tipo A			Suelo Tipo B			Suelo Tipo C			Suelo Tipo D			Suelo Tipo E			Veloci dad	
			Io	Sc r	S 1r	TI	Sc r	S 1r	TI	Sc r	S 1r	TI	Sc r	S 1r	TI	Sc r	S 1r		TI
2 4 2	San Miguel Ixtahu acán	San Marcos	4. 1	1. 28	0. 47	3. 77	1. 43	0. 52	3. 71	1. 66	0. 82	3. 68	1. 63	1. 31	4. 27	1. 33	1. 82	4. 47	100

Nota. La tabla representa el listado de amenazas sísmicas y de velocidad básica del viento. Elaboración propia, realizada con Excel.

$$\begin{aligned}
 I_0 &= 4.1 && \text{Índice de sismicidad} \\
 S_{cr} &= 1.66 && \text{Ordenada espectral} \\
 S_{1R} &= 0.82 && \text{Índice de sismicidad} \\
 T_1 &= 3.68 && \text{Ordenada espectro}
 \end{aligned}$$

Según la clasificación de obra, es categoría III de tipo importante. Los factores de ajustes tienen el valor de 1.

- Factores y valores para diseño de espectro sísmico.
 - Ajustes por clase de sitio

$$F_a = 1 \quad F_v = 1 \quad N_a = 1 \quad N_v = 1$$

Ordenada espectral del sismo en sitio para estructuras con $t =$ cortos, ordenada espectral con:

$$t = 1s$$

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

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

- Período de transición
- Separa periodos cortos de los largos

$$T_s = \frac{S_{1R}}{S_{cs}}$$

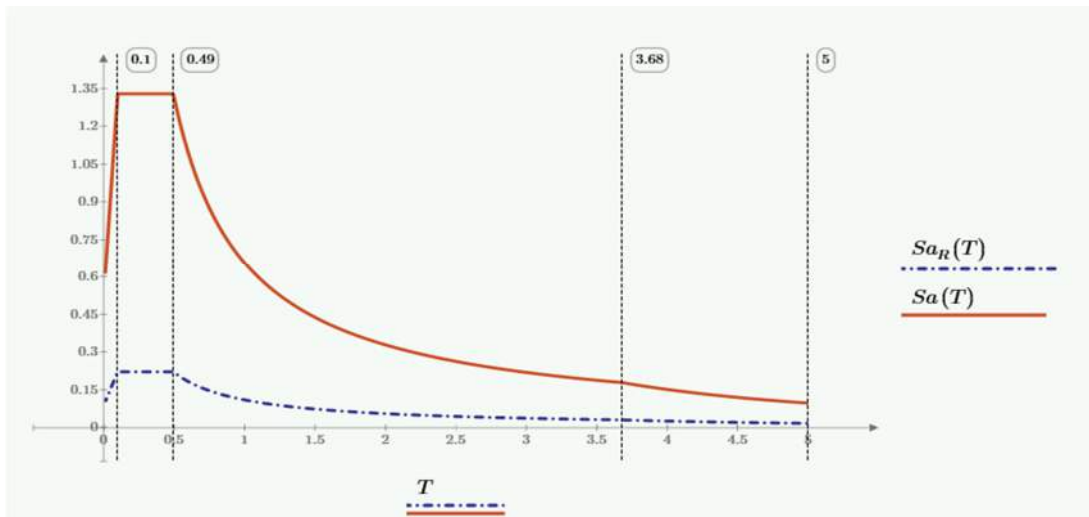
Define el inicio de la meseta de periodos cortos del espectro

$$T_0 = 0.2 * T_S = 0.1 \quad k_d = 0.8 \quad S_{cd} = k_d * S_{cs} = 1.33$$

$$S_{1d} = k_d * S_{c1} = 0.66$$

Figura 12.

Espectro de respuesta sísmica



Nota. La figura representa el espectro de respuesta sísmica a utilizar en el diseño. Elaboración propia, haciendo uso del software Mathcad.

- Valores mínimos de C_s , basado en Norma AGIES

$$F_d = \frac{2}{3 * k_d} = 0.83 \quad \varepsilon = 0.05 \quad F_d$$

$$= \frac{4}{1 - IN(\varepsilon)} = 1$$

$$C_{s1} = \frac{0.044 * S_{cd} * F_d}{\beta_d} = 0.05 \quad C_s \text{ MINIMO } 1 \quad C_s \geq \frac{0.044 * S_{cd} * F_d}{\beta_d}$$

$$\geq 0.01$$

$$C_{s2} = \frac{0.45 * k_d * F_d}{R * \beta_d} = 0.05 \quad C_s \text{ MINIMO 2 solo para } I_o = 4.2 \quad C_s$$

$$\geq \frac{0.45 * k_d * F_d}{R * \beta_d}$$

$$C_{s_min} = C_{s1} = 0.049$$

Se utiliza C_{s2} por $I_o = 4.2$

Para el cálculo del espectro de coeficiente sísmico al límite de cedencia, se emplea la fórmula (2.1.3-1) del NSE 3, de la siguiente forma:

$$C_s = S_{aR}(T_a) = 0.161$$

Donde:

$$T_a = 0.164 \text{ Período fundamental de vibración – formula 2.1. –1 NSE 3}$$

4.7. Diseño de dispositivos de apoyo (neopreno)

Los apoyos son dispositivos ubicados entre la superestructura y la subestructura de un puente, cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones. Las cargas incluyen el peso propio de la superestructura, carga vehicular de viento, sismo, frenado, entre otros. Los desplazamientos transversales y longitudinales, las rotaciones, resultan de la acción de estas cargas, así como de variaciones de temperatura, flujo plástico, retracción, fatiga y entre otros. Según el capítulo 14 de las normas AASHTO, las condiciones del apoyo para un puente están en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 50 pies (15,24 metros), no es necesario hacer consideraciones por deflexión, mientras que, para claros mayores o iguales a 50 pies, deberá proveerse algún tipo de apoyo especial que tolere mayores niveles de rotación. A través de las reacciones en vigas principales, se obtienen los valores de cargas muertas, cargas puntuales generadas por carpeta de rodadura y la carga viva con un factor de incremento por carga dinámica.

$$P_{DC} = 17.65 \text{ ton} \quad P_{Dw} = 2 \text{ ton} \quad P_{LL+IM} = 30.03 \text{ ton}$$

El estado límite por servicio se obtiene por medio de una sumatoria de cargas denominada en este caso como (P_T).

$$P_T = P_{DC} + P_{Dw} + P_{LL+IM} = 49.68 \text{ ton}$$

El cálculo de esfuerzo a compresión es en base al art. 14.7.6.3.2-8 del manual para diseño de puentes del ingeniero Arturo Rodríguez Serquén, esfuerzo que se utilizará en el diseño del dispositivo sísmico.

$$\sigma_s = 87.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El área requerida del neopreno será a través de las cargas totales (P_T) y el esfuerzo mencionado anteriormente.

$$A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s} = \frac{49.68 * 1000}{87.9} = 565.188 \text{ cm}^2$$

La condición pide que el área del dispositivo sea mayor al área requerida. Para el cálculo del área del neopreno será tomado el ancho del valor de la viga.

$$W = 30 \text{ cm} \quad \text{Ancho propuesto}$$

La longitud del elastómero será propuesta, siendo de:

$$L = 30 \text{ cm} \quad \text{Longitud}$$

Posterior a conocer las medidas del elastómero, se verifica la condición por medio del cálculo de área.

$$A = L * W = 30 * 30 = 900 \text{ cm}^2$$

Según el área, comprobamos que cumple con la condición.

Para la máxima deformación por corte se deben conocer las temperaturas que tendrán influencia en el diseño del dispositivo.

$$t_{superior} = 25^{\circ}\text{C} \quad \text{Temperatura superior}$$

$$t_{inferior} = 5^{\circ}\text{C} \quad \text{Temperatura inferior}$$

$$t_{instalacion} = 25^{\circ}\text{C} \quad \text{Temperatura de instalación}$$

Temperatura calculada con los valores anteriores:

$$\Delta_t = 25^{\circ}\text{C} - 5^{\circ}\text{C} = 20^{\circ}\text{C}$$

Tabla 8.

Coefficientes de dilatación

Material	$\alpha(^{\circ}\text{C}^{-1})$
Concreto	$0.7 - 1.2 \times 10^{-6}$
Plata	2×10^{-6}
Plomo	3.0×10^{-6}
Zinc	2.6×10^{-6}
Hielo	5.1×10^{-6}
Aluminio	2.4×10^{-6}
Cobre	1.7×10^{-6}
Hierro	1.2×10^{-6}
Cuarzo	0.04×10^{-6}
Acero	1.2×10^{-6}

Nota. La tabla representa los coeficientes de dilatación del Hierro. Elaboración propia, utilizando Excel.

$$\alpha (C) = 1.2 \times 10^{-6} \text{ Coeficiente de dilatación térmica.}$$

La deformación por temperatura es por medio de la temperatura (Δ_t) , la longitud del puente y el coeficiente de dilatación térmica $\alpha(C)$

$$\Delta_t = L_{puente} * \Delta_t * \alpha (C) = 17 \times 20 \times (1.2 \times 10^{-6}) = 0.041 \text{ cm}$$

Donde:

L_{puente} : longitud del tramo del puente (m)

La deformación por fraguado es por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta_t = 0.9 \text{ cm Deformación por retracción por fraguado}$$

Según lo indicado en la norma AGIES NSE 5.2, se utiliza la tabla 3.4.1-1 para la mayoración por resistencia y servicio para hallar el acortamiento de la viga por servicio.

$$\gamma_{TU} = 1.2$$

$$\Delta_s = \gamma_{TU} * (\Delta_{temp} + \Delta_{retraccin}) = 1.2 * (0.041 + 0.9) = 1.13 \text{ cm}$$

Espesor mínimo requerido de elastómero (h_{rt})

$$h_{rt} = 2 * \Delta_s = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}$$

Tabla 9.

Factor de forma mínima en una capa de neopreno

Detalle	Propiedades del elastómero		
	Dureza (Shore A)		
	50	60	70
Deflexión por creep @ 25 años dividida por la deflexión inicial	0.25	0.35	0.45

Nota. La tabla representa el factor mínimo de la capa de neopreno a utilizar en el diseño del puente vehicular. Elaboración propia utilizando Excel.

Para una dureza de Shore A 60, se obtiene el valor del módulo de corte G.

$$G = 9.14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para el cálculo del factor (S_i) la capa interior debe cumplir la condición (14.7.6.3.2-7) obteniendo el valor por medio de la siguiente ecuación:

$$\sigma_s = \frac{P_T}{\text{?}} = \frac{49.68 * 1000}{900} = 55.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Factor de forma mínima:

$$S_{i_minio} = \frac{\sigma_s}{1.25 * G} = \frac{55.2}{1.25 * 9.14} = 4.83$$

Para el cálculo de la capa del grosor del neopreno, se calcula con la siguiente fórmula:

$$h_{ri} = \frac{L * W}{2 * h_{ri} * (L + W)} = \frac{30 * 30}{2 * 4.83 * (30 + 30)} = 15.52 \text{ mm}$$

De la siguiente condición se verifica que la condición para el factor de forma mínima, sí cumple:

$$S_i \geq S_{i_{\text{mínimo}}} = 4.83 \geq 4.83$$

Para la capa exterior, se utiliza un 70% del espesor de la capa interior, por medio de la siguiente ecuación:

$$h_{re} = 0.7 * h_{ri} = 0.7 * 15.52 = 10.86 \text{ mm}$$

Para el espesor de la capa interior del elastómero se propone 8 mm de espesor, ya que debe estar por debajo del valor obtenido anteriormente.

$$h_{re} = 8 \text{ mm propuesto}$$

Para el factor de forma de la capa exterior el valor se obtendrá de la siguiente ecuación:

$$S_e = \frac{L * W}{2 * h_{re} * (L + W)} = \frac{30 * 30}{2 * 8 * (30 + 30)} = 9.38$$

Donde:

S_e = Factor de forma para una capa exterior

Para la cantidad de capas interiores será por medio de la fórmula general indicado en la norma AASHTO, expresado de la siguiente forma:

$$h_{rt} = n * h_{ri} + 2 * h_{re}$$

Se despeja la variable (n) al tener los datos anteriores.

$$n_1 = \frac{h_{rt} - 2 * h_{re}}{h_{ri}} = \frac{2.25 - 2 * 0.8}{1.55} = 0.42$$

Por motivo de que la capa exterior es mayor a la mitad de la capa interior, se incrementa 0.5 veces el número de capas interiores, por cada capa exterior, tal y como se ve en la siguiente ecuación.

$$n = n_i + 0.5 + 0.5 = 2$$

Para el cálculo del espesor total del elastómero, es por medio de la siguiente ecuación:

$$h_{rt} = n * h_{ri} + 2 * h_{re} = 2 * 1.55 + 2 * 0.8 = 4.7 \text{ cm}$$

El espesor de las placas de refuerzo se diseña con el estado límite de servicio. Y la revisión por el estado límite de fatiga:

Para las propiedades de las placas de acero es por medio de la siguiente ecuación:

$$f_y = 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

f_y = Resistencia a la flexión de las placas de acero

- Se realiza la revisión por servicio y fatiga

- Por servicio:

$$h_{max} = h_{ri} = 15.52 \text{ mm}$$

$$h_{s_LL} = \frac{3 * h_{max} * \sigma_s}{f_y} = \frac{3 * 15.52 * 55.52}{2530} = 1.02 \text{ mm}$$

Siendo $\Delta F_{TH} = 1687 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ Categoría (A) Tabla 6.6.1.2.3-1, AASHTO,

Entonces:

- Revisión por fatiga:

$$\sigma_L = \frac{P_{LL_IM}}{A} = \frac{30.03 * 1000}{900} = 33.37 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

El espesor de la capa de esfuerzo se adopta mediante los siguientes valores.

$$h_{s_FATIGA} = \frac{2 * h_{max} * \sigma_L}{\Delta F_{TH}} = \frac{2 * 1.55 * 33.37}{1687} = 0.06 \text{ cm}$$

El valor de (h_{s1}) es el mayor valor de (h_{s_LL}) y h_{s_FATIGA}

$$h_{s1} = 1.02 \text{ mm}$$

$$h_{s2} = \frac{1}{16} \text{ in} = 1.59 \text{ mm}$$

Se debe proponer un espesor para los valores mínimos de las placas de acero y se propone un espesor $h_s = 2 \text{ mm}$ para cumplir con la siguiente condición:

$$h_s \geq h_{s_min} = 2 \text{ mm} \geq 1.59 \text{ mm}$$

Para la altura total del dispositivo de elastómero reforzado, se encontrará a través de la siguiente ecuación.

$$H = 4.7 + (n + 1) * h_s = 4.4 + (2 + 1) * 0.2 = 5.3 \text{ cm}$$

Para la verificación de estabilidad del dispositivo, debe cumplir con la condición de chequeo de altura del dispositivo. Será por medio de las siguientes ecuaciones.

$$\leq \frac{w}{3} = 5.3 \text{ cm} \leq 8.33 \text{ cm} \quad \text{Condición de largo del dispositivo}$$

$$H \leq \frac{w}{3} = 5.3 \text{ m} \leq 10 \text{ cm} \quad \text{Condición para el ancho del dispositivo}$$

Podemos comprobar que sí cumple con la condición de esfuerzo de compresión ejercido por la carga total.

$$\sigma_s = 55.2 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$G = 9.14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

La condición indica que el esfuerzo σ_s debe ser menor a $1.25 * G * S_i$ entonces comprobamos que sí se cumple con la condición.

$$1.25 * G * S_i = 1.25 * 9.14 * 4.83 = 55.18 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para las deformaciones por compresión en el dispositivo se emplea la siguiente ecuación:

$$\sigma_D = \frac{P_{DC} + P_{DW}}{A} = \frac{(17.65 + 2) * 1000}{900} = 21.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Para el análisis de la tabla de curva esfuerzo-deformación son los siguientes:

$$\sigma_D = 0.31 \text{ ksi}$$

$$\sigma_s = 0.79 \text{ ksi}$$

$$S_i = 4.83$$

$$S_e = 9.38$$

A continuación, se presentan las deformaciones por compresión para el elastómero dureza 60, según los valores obtenidos mediante el diagrama de curva.

Tabla 10.

Deformaciones por compresión para elastómero

CAPA	CARGA	S	ESFUERZO	ELASTÓMERO
Interior	Muerta	4.87	0.24	1.8
	Total	4.87	0.75	4.7
Exterior	Muerta	8.52	0.024	1.4
	Total	8.52	0.75	3

Nota. La tabla indica la deformación por compresión en el elastómero. Elaboración propia utilizando Excel.

Según las deformaciones a compresión por el elastómero con grado 60 se obtienen los siguientes valores:

Cálculo de deflexión por compresión inicial del dispositivo

$$\delta = n * h_{ri} * \left(\frac{3.8}{100}\right) + 2 * h_{re} * \left(\frac{3.3}{100}\right) = 2 * 1.5 * \left(\frac{3.8}{100}\right) + 2 * 0.8 * \left(\frac{3.3}{100}\right) = 0.17 \text{ cm}$$

Deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta

$$\delta_C = n * h_{ri} * \left(\frac{1.8}{100}\right) + 2 * h_{re} * \left(\frac{1.4}{100}\right) = 2 * 1.5 * \left(\frac{1.8}{100}\right) + 2 * 0.8 * \left(\frac{1.4}{100}\right) \\ = 0.17 \text{ cm}$$

Deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta

$$\delta_{DC} = n * h_{ri} * \left(\frac{1.8}{100}\right) + 2 * h_{re} * \left(\frac{1.4}{100}\right) = 2 * 1.5 * \left(\frac{1.8}{100}\right) + 2 * 0.8 * \left(\frac{1.4}{100}\right) \\ = 0.07 \text{ cm}$$

Deflexión por compresión inicial ejercido por la carga viva

$$\delta_{LL} = \delta - \delta_{DC} = 0.18 - 0.07 = 0.11 \text{ cm}$$

Deflexión por creep (14.7.5.3.6-3).

El valor de (c_d) se obtiene de la tabla 14.7.6.2-1 del normativo AASHTO según las propiedades de elastómero.

$$C_d = 0.35$$

$$\delta_{creep} = C_d * \delta_{DC} = 0.35 * 0.07 = 0.0245 \text{ cm} \text{ calculo de deflexion por creep.}$$

Deflexión debido al creep y la carga viva: Con la condición de esfuerzo a compresión se verifica que sí cumple con la condición de los siguientes valores.

$$\delta_{creep_{LL}} = \delta_{creep} + \delta_{LL} = 0.03 + 0.11 = 0.14 \text{ cm}$$
$$\delta_{max} = \frac{1}{8} in = 0.32 \text{ cm}$$

Deflexión por compresión inicial de una capa interior de elastómero: La condición dice que no debe exceder ($0.09 \cdot h_{ri}$) siendo el espesor de una capa interna del dispositivo:

$$\delta_{int} = 0.047 \quad \text{Deformación por carga total}$$

Se cumple con la condición de verificación de la deflexión por compresión inicial para una capa interna de elastómero establecida en la norma AASHTO en su artículo (14.7.6.3.3).

$$\delta_{int} < 0.09 = 0.047 < 0.09$$

Para el anclaje del dispositivo es necesario conocer la fuerza cortante generada en el apoyo debido al desplazamiento:

$$G = 14.06 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Definido en la norma AASHTO en la tabla 14.7.6.2 - 1}$$

Desplazamiento mayorado:

$$\Delta_U = \Delta_S = 1.12 \text{ cm}$$

Las fuerzas cortantes generadas en el apoyo se obtienen por la ecuación:

$$H_U = G * \eta * \frac{\Delta_S}{h_{rt}} = \frac{14.06}{1000} * 750 * \frac{1.12}{4.4} = 2.68 \text{ ton}$$

Coefficiente de fricción asumido entre el elastómero y el concreto Ref-C14.8.3.1:

$$\mu = 0.2$$

Fuerzas de fricción con la carga permanente mínima:

$$F_f = \mu * P_{DC} = 0.2 * 9.01 = 1.8 \text{ ton}$$

Para cumplir con la condición de que cumple sin anclajes, la fuerza cortante debe ser menor a la fuerza de fricción:

$$H_U < F_f = 2.68 \text{ ton} < 1.8 \text{ ton}$$

Si no se cumpliera con la condición de fuerza cortante y fuerza de fricción, se tendrá que realizar un anclaje por medio de pernos para dar estabilidad al neopreno.

Donde:

c_D Factor para dureza 60

δ_{creep} Deflexion por creep

Δ_U Desplazamiento mayorado

μ Coeficiente de fricción que se asume entre el concreto y el elastómero

F_f Fuerza de fricción que se desarrolla

Figura 13.

Dimensiones del Neopreno



Nota. La figura representa las dimensiones a utilizar en el diseño del puente vehicular. Elaboración propia, haciendo uso de AutoCad.

4.8. Diseño de estribos

Anteriormente se mencionó que en la subestructura tenemos todos los elementos estructurales que son diseñados para transmitir cargas provenientes de la superestructura hacia el suelo, y permiten soportar el terraplén. El estribo en este caso funciona como un muro de contención, siendo verificado ante el deslizamiento, volteo y presión del suelo.

Para iniciar con el diseño, tomamos en cuenta los parámetros generales de puentes, e iniciamos con el predimensionamiento en base a la altimetría, y cargas calculadas anteriormente.

Datos:

$$h_{BR} = 1.80 \text{ m} \quad \text{Alura de aplicación}$$

$$P_{DC} = 10.648 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad \text{Carga muerta}$$

$$BR = 1.02 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \text{Carga de frenado}$$

$$P_{L.L.I} = 14.525 \frac{\text{tonnef}}{m} \quad \text{Carga viva}$$

$$PDW=0.479 \text{ tonm} \quad \text{Carga de asfalto}$$

$$Y_C = 2400 \frac{\text{kgf}}{m^3} \quad \text{Peso específico del concreto}$$

Propiedades del suelo:

$$\phi_f = 27.91^\circ \quad \text{Ángulo de fricción interna}$$

$$\theta = 90^\circ \quad \text{Ángulo de inclinación del muro del lado del terreno}$$

$$Q_{adm} = 1.73 \frac{\text{kgf}}{cm^2} \quad \text{Capacidad admisible del suelo}$$

$$FS = 6 \quad \text{Factor de seguridad}$$

$$\gamma_t = 1650 \frac{\text{kgf}}{m^3} \quad \text{Peso específico del suelo no cohesivo}$$

$$P_{GA} = 0.161 \quad \text{Coeficiente sísmico}$$

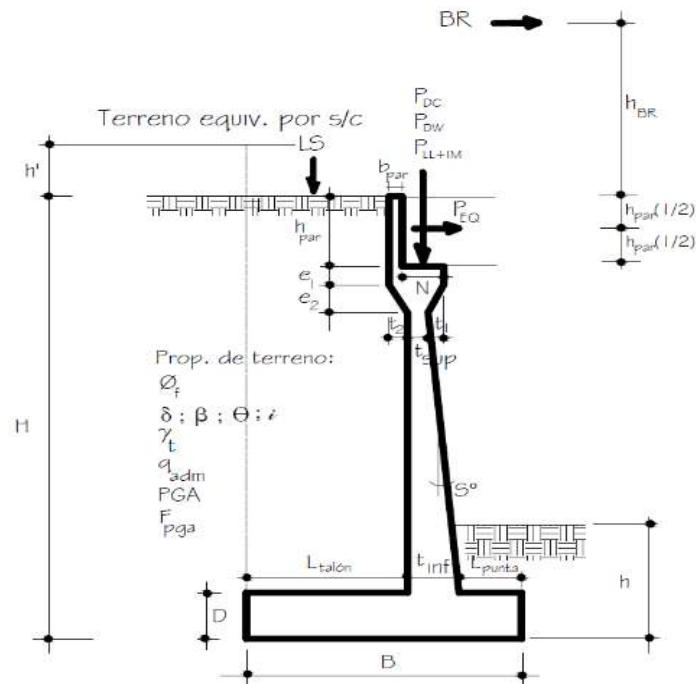
$$F_{PGA} = 1.2 \quad \text{Coeficiente de sito}$$

Es importante mencionar que el diseño del estribo debe ser en base a los materiales y dimensiones a utilizar, siendo en este caso un voladizo de concreto armado. Se realiza el predimensionamiento del estribo y se procede a verificar

que el dimensionamiento sea el correcto. Posterior al dimensionamiento del estribo, se procede a calcular las cargas actuantes y los factores de seguridad.

Figura 14.

Cargas distribuidas en el estribo



Nota. La figura representa las cargas distribuidas en el estribo. Elaboración propia, utilizando AutoCad.

Es necesario determinar cargas verticales ocasionadas por el peso propio de la subestructura y por el relleno del suelo. El cálculo será por medio de áreas según un punto establecido.

Tabla 11.*Cálculo de cargas verticales por peso propio del estribo*

Elemento	Volumen (m3)	DC (Ton/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*DC	Ya*DC
1	0.3750	0.90	2.85	6.87	2.57	6.19
2	0.28	0.67	2.65	6.05	1.78	4.07
3	0	-	3.00	5.75	0.00	0.00
4	2.02	4.85	2.80	3.32	13.57	16.12
5	0.045	0.11	2.50	5.75	0.27	0.62
6	1.9	4.56	2.33	2.38	10.64	10.87
7	4	9.60	2.50	0.40	24.00	3.84
TOTAL		20.6			52.83	41.70

Nota. La tabla representa las cargas verticales por peso propio del estribo en el puente. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Al tener un volumen total denominado “DC”, generamos una tabla de cargas verticales donde calculamos el centroide y las sumatorias para encontrar el punto exacto del centroide en X y Y. Posterior a ello, por medio de las tablas obtenemos los datos de los centroides y cargas totales, siendo los siguientes:

Tabla 12.

Cálculo de cargas verticales por peso propio del estribo

Elemento	Volumen (m3)	EV (ton/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*EV	Ya*EV
8	13.400	17.822	4.000	4.150	71.288	73.961
9	0.000	0.000	3.000	5.650	0.000	0.000
10	0.000	0.000	3.000	3.175	0.000	0.000
11	0.213	0.284	1.889	1.867	0.536	0.530
12	2.880	3.830	0.900	1.600	3.447	6.129
TOTAL		21.936			75.27	80.62

Nota. La Tabla representa las cargas verticales por peso propio del estribo en el puente. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Las sobrecargas por carga viva del suelo están representadas como una parte del suelo, donde la carga viva influye sobre el relleno.

Donde

X_{LSY} Brazo del terreno equivalente

h' Altura del suelo equivalente

$h' = 0.60 \text{ m}$

$X_{LSY} = 4 \text{ m}$

$$LS_y = 2 * 0.6 * 1330 = 1.596 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Tabla 13.

Resumen de cargas verticales

CARGA	TIPO	V (Ton/m)	XA (m)	Mv (ton-m/m)
DC	DC	20.69	2.55	52.83
PDC	DC	10.65	2.50	26.62
PDW	DW	0.72	2.50	1.79
EV	EV	21.94	3.43	75.27
PLL+I	LL+IM	14.53	2.50	36.31
LSy	LS	1.60	4.00	6.38
TOTAL		70.11		199.21

Nota. La Tabla representa el resumen de las cargas verticales por peso propio del estribo en el puente. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Para el cálculo de las cargas horizontales será en base a las cargas vivas, fuerzas sísmicas y fuerzas de empuje ejercidas por la presión del suelo.

Las cargas horizontales son por medio del coeficiente de presión activa (art. 3311.5.3-1).

$$K_a = \left(\tan 45^\circ - \frac{27.91^\circ}{2} \right)^2 = 0.362$$

Componente horizontal

$$P = 0.362 * 7.5 * 1330 = 3.614 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$LS_x = 7.5 * 0.289 = 2.17 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Donde:

K_a Coeficiente de presión activa

p Componente horizontal

Las cargas de presión lateral del terreno se determinan:

$$P = 0.362 * 7.5 * \frac{1330}{1000} = 3.614 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$EH = \frac{1}{2} * 7.5 * 3.055 = 13.553 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Y_A = \frac{1}{3} * 7.5 = 2.5 \text{ m}$$

Tomando los criterios de acción sísmica para efectos combinados (art. 11.6.5.2.1)

$$k_{ho} = 1 * 0.221 = 0.221$$

$$k_h = 0.5 * 0.221 = 0.111$$

$$k_v = 0$$

$$\psi = \text{atan}\left(\frac{0.111}{1 - 0}\right) = 6.306^\circ$$

$$i = 0^\circ$$

$$\psi_{ver} = (0.487 > 0 + 0.11) = \text{cumple}$$

k_{AE}

$$= \frac{\cos(0.487 - 0.11 - 0)^2}{\cos(0.11) * \cos(0)^2 * \cos(0 + 0 + 0.11) * \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(0 + 0.487) * \sin(0.487 - 0.11 - 0)}{\cos(0 + 0 + 0.11) * \cos(0 - 0)}}\right)^2}$$
$$= 0.436$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} * 0.436 * \frac{1330}{1000} * 7.5^2 = 16.314 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$EQ_{terr} = 16.314 - 13.553 = 2.761 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Y_{EQterr} = 0.5 * 7.5 = 3.75 \text{ m}$$

$$P_{IR} = 0.11 * (20.688 * 21.936) = 4.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Y_{PIR} = \frac{20.688 * 2.016 + 21.936 * 3.675}{20.688 + 21.936} = 2.87 \text{ m}$$

Según el art. 11.6.5.1, utilizamos la expresión más crítica tanto en carga como en momento.

Donde:

k_h *Coeficiente de aceleración horizontal*

k_v *Coeficiente de aceleración vertical*

i *ángulo del material del suelo con la horizontal*

P_{AE} *Presión estática del terreno + efecto dinámico*

EQ_{terr} *Acción ísica del terreno*

P_{IR} *fuerza inercial del estribo*

Carga sísmica por superestructura (PEQ) (art.3.10.9.1)

$$\alpha_s = 0.221$$

$$P_{EQ} = (10.648 + 0.715) * 0.221 = 2.51 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$Y_{PEQ} = H - 0.5 * 1 = 7.5 - 0.5 * 1.25 = 6.875 \text{ m}$$

Carga por frenado

$$Y_{BR} = 7.5 + 1.8 = 9.3 \text{ m}$$

Donde:

α_s *Coeficiente de aceleración*

Tabla 14.*Resumen de cargas horizontales.*

CARGA	TIPO	H (Ton/m)	YA (m)	M_H (ton-m/m)
LSx	LS	2.17	3.75	8.13
EH	EH	13.55	2.50	33.88
EQterr	EQ	2.76	3.75	10.35
0.5PIR	EQ	2.35	2.87	6.76
PEQ	EQ	2.51	6.88	17.26
BR	BR	1.02	9.30	9.49
TOTAL		24.37		85.88

Nota. La tabla representa las cargas horizontales por peso propio del estribo en el puente. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Tabla 15.*Cargas verticales calculadas*

TIPO	DC	DC	DW	EV	LL+IM	LS	TOTALES
CARGA	DC	P_{DC}	P_{DW}	EV	P_{LL+IM}	LS_y	V_u (Ton)
V (Ton) =	20.69	10.65	0.72	21.94	14.53	1.60	70.11
v =	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	
Resistencia Ia	18.62	9.58	0.46	21.94	0.00	0.00	50.60
v =	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	
Resistencia Ib	25.86	13.31	1.07	29.61	25.42	2.79	98.07
v =	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	
Ev. Extremo I	20.69	10.65	0.72	21.94	7.26	0.80	62.05
v =	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Servicio I	20.69	10.65	0.72	21.94	14.53	1.60	70.11

Nota. La tabla representa las cargas verticales del estribo en el puente. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Tabla 16.

Momentos estabilizados por cargas muertas

TIPO	DC	DC	DW	EV	LL+IM	LS	TOTALES
CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _y	M _u (Ton-m)
Mv (Ton-m) =	52.83	26.62	1.79	75.27	36.31	6.38	199.21
γ =	0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	
Resistencia la	47.55	23.96	1.16	75.27	0.00	0.00	147.94
γ =	1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	
Resistencia lb	66.04	33.28	2.68	101.62	63.55	11.17	278.33
γ =	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	
Ev. Extremo I	52.83	26.62	1.79	75.27	18.16	3.19	177.86
γ =	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Servicio I	52.83	26.62	1.79	75.27	36.31	6.38	199.21

Nota. La tabla representa los momentos estabilizados por cargas muertas en el puente. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Tabla 17.

Cargas horizontales

TIPO	LS	EH	EQ	EQ	TOTALES
CARGA	LS _x	EH	EQ _{terr}	0.5P _{IR}	H _u (Ton)
H (Ton) =	2.17	13.55	2.76	2.35	20.84
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia la	3.79	20.33	0.00	0.00	24.12
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia lb	3.79	20.33	0.00	0.00	24.12
γ =	0.50	1.00	1.00	1.00	
Ev. Extremo I	1.08	13.55	2.76	2.35	19.75
γ =	1.00	1.00	0.00	0.00	
Servicio I	2.17	13.55	0.00	0.00	15.72

Nota. La tabla representa las cargas horizontales por cargas muertas en el puente. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Tabla 18.*Momentos de vuelco por cargas horizontales*

TIPO CARGA	LS LSx	EH EH	EQ EQ_{terr}	EQ 0.5P_{IR}	TOTALES M_u (Ton- m)
Mh (Ton-m)	8.13	33.88	10.35	6.76	59.13
=					
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia la	14.23	50.82	0.00	0.00	65.05
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia lb	14.23	50.82	0.00	0.00	65.05
γ =	0.50	1.00	1.00	1.00	
Ev. Extremo I	4.07	33.88	10.35	6.76	55.06
γ =	1.00	1.00	0.00	0.00	
Servicio I	8.13	33.88	0.00	0.00	42.01

Nota. La tabla representa los momentos de vuelco por cargas horizontales en el puente. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

El cálculo del chequeo por vuelco es con referencia al talón de la estructura. Por medio de la sumatoria de momentos resistentes (M_r) encontramos la estabilidad al volteo. Siendo el equilibrio en los momentos que actúan en el suelo. La función del empuje pasivo permite la estabilización del estribo, ya que provoca un momento en contra del actuante de volteo. (Serquén, 2012)

$$e_{max1} = \frac{4}{3} = 1.333 \text{ m}$$

$$e_{max2} = \frac{11}{30} * 4 = 1.467 \text{ m}$$

Donde:

e_{max1} Estado limite de resistencia (art. 11.6.3.3)

e_{max2} Estado limite de evento extremo (art. 11.6.5.1)

Tabla 19.

Chequeo por volteo

Estados	V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	e_{max}	OB S
	Ton/ m	Ton- m	Ton- m	m	m		
Resistencia la	50.60	147.9 4	81.6 6	1.31	1.19	1.67	OK
Resistencia lb	98.07	278.3 3	81.6 6	2.01	0.49	1.67	OK
Evento Extremo I	62.05	177.8 6	77.0 7	1.62	0.88	1.83	OK

Nota. La tabla representa los chequeos por volteo en el estribo. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Al momento que el estribo se desliza por los empujes ocasionados por el suelo, también se produce una fricción entre el suelo y la base de concreto esto sucede al momento de fundir en la superficie irregular y por los coeficientes de fricción en la base del material esto favorece para que el estribo no se deslice. Pero si la rugosidad y fricción tiene un factor bajo es necesario hacer un chequeo, considerando la siguiente ecuación:

$$\frac{F}{FA} \geq 1.5$$

$$u = \tan(27.36^\circ) = 0.517$$

$$\phi_T = 1$$

Donde:

μ Coeficiente de fricción (Art. 10.6.3.3)

ϕ_T Coeficiente de estado límite de resistencia y evento extremo

Tabla 20.

Presiones actuales en la base del estribo

Estados	V_U		ACTUANTE	$F_f > H_u$
	RESISTENCIA		H_u	
	$F_f = \mu(\phi_T V_U)$			
	Ton/m	Ton/m	Ton/m	
Resistencia Ia	50.60	26.80	25.91	CUMPLE
Resistencia Ib	98.07	51.95	25.91	CUMPLE
Evento Extremo I	62.05	32.87	22.77	CUMPLE

Nota. La tabla representa las presiones existentes en la base del estribo. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Para el chequeo de capacidad soportante del suelo que se propone para evitar asentamientos o fallas de estabilidad, es muy importante hacer los chequeos estipulados comprobando que las cargas no superan la capacidad del soporte del suelo. Por lo tanto, el estribo será de concreto reforzado para ejercer una presión sobre el suelo por las fuerzas actuantes.

$$\phi_{b1} = 0.55$$

$$q_{R1} = 0.55 * 3 * 0.9 = 1.485 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_{b2} = 1$$

$$q_{R2} = 1 * 3 * 0.9 = 2.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Donde:

ϕ_b Resistencia al rodamiento

q_{R2} Estado límite de evento extremo

q_{adm} Estado límite de servicio

Es muy importante verificar que los momentos y fuerzas que puedan afectar el estribo estén dentro del margen de excentricidad. Para este margen es importante tomar en cuenta el valor soporte del suelo que se obtuvo por medio del estudio de valor soporte (triaxial) en el laboratorio de suelos.

Tabla 21.

Presiones actuales en la base del estribo

V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - xg = \frac{V_U}{B - 2e}$	q_R	OBS	
Ton/m	Ton-m	Ton-m	m	m	kg/cm ²	kg/cm ²	
50.60	147.94	81.66	1.31	1.19	1.93	5.71	OK
98.07	278.33	81.66	2.01	0.49	2.44	5.71	OK
62.05	177.86	77.07	1.62	0.88	1.91	10.38	OK
70.11	199.21	51.50	2.11	0.39	1.66	1.73	OK

Nota. La tabla representa las presiones en la base del estribo en el puente. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Al realizar los diferentes chequeos se puede determinar que el suelo es capaz de soportar las cargas que puedan ser ejercidas por el estribo. Si no cumpliera sería necesario emplear algún otro tipo de cimentación.

Al diseñar el estribo sin la subestructura del puente se debe verificar que cumpla con las condiciones de estabilidad, capacidad de soporte, volteo y deslizamiento.

Tabla 22.

Cargas verticales Vu, estribo sin subestructura

Estado Limite	γ_{DC}	γ_{EV}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	Aplicaciones
Resistencia la	0.90	1.00	-	1.75	1.50	-	Deslizamiento y Vuelco
Resistencia lb	1.25	1.35	1.75	1.75	1.50	-	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	0.50	0.50	1.00	1.00	Deslizamiento, vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	Agrietamiento

Nota. La tabla representa las cargas verticales sin la subestructura del estribo en el puente. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Tabla 23.

Momento estabilizador por cargas verticales

TIPO CARGA	DC	EV	LS	TOTALES
	DC	EV	LS_y	M_u (Ton-m)
Mv (Ton-m) =	52.83	75.27	6.38	134.49
$\gamma =$	0.90	1.00	0.00	
Resistencia la	47.55	75.27	0.00	122.82
$\gamma =$	1.25	1.35	1.75	
Resistencia lb	66.04	101.62	11.17	178.83
$\gamma =$	1.00	1.00	0.50	
Ev. Extremo I	52.83	75.27	3.19	131.29
$\gamma =$	1.00	1.00	1.00	
Servicio I	52.83	75.27	6.38	134.49

Nota. La tabla representa los momentos de estabilización por cargas verticales. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Tabla 24.

Momentos horizontales, estribo sin subestructura del puente

TIPO CARGA	LS LSx	EH EH	EQ EQ _{terr}	EQ 0.5P _{IR}	TOTALES M _u (Ton-m)
Mh (Ton-m)	8.13	33.88	10.35	6.76	59.13
=					
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia la	14.23	50.82	0.00	0.00	65.05
γ =	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia lb	14.23	50.82	0.00	0.00	65.05
γ =	0.50	1.00	1.00	1.00	
Ev. Extremo I	4.07	33.88	10.35	6.76	55.06
γ =	1.00	1.00	0.00	0.00	
Servicio I	8.13	33.88	0.00	0.00	42.01

Nota. La tabla representa los momentos horizontales sin la subestructura. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Para el chequeo por vuelco sin la subestructura se utilizan únicamente los momentos activos, provocados por el peso propio del estribo y del suelo. Así mismo se consideran los esfuerzos pasivos que permiten la estabilidad del estribo.

Tabla 25.

Vuelco alrededor del punto A

Estados	V _U	M _{VU}	M _{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	e _{max}	OBS
	Ton/m	Ton-m	Ton-m	m	m	m	

Resistencia la	40.56	122.82	65.05	1.42	1.08	1.67	OK
-----------------------	-------	--------	-------	------	------	------	----

Continuación de la tabla 25.

Estados	V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	e_{max}	OBS
	Ton/m	Ton-m	Ton-m	m	m	m	
Resistencia lb	58.27	178.83	65.05	1.95	0.55	1.67	OK
Evento Extremo I	43.42	131.29	55.06	1.76	0.74	1.83	OK

Nota. La tabla representa el vuelco existente en el estribo en una sección en específica. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Para el chequeo por deslizamiento sin subestructura, se consideran las fuerzas actuantes en el suelo, sin tomar las fuerzas externas provocadas por la subestructura del puente. Para la selección de coeficientes de rugosidad, serán según el tipo de material del estribo y propiedades de los suelos (Serquén, 2012).

Tabla 26.

Deslizamiento en base del estribo

Estados	V_U	RESISTENCIA	ACTUANTE H_U	
	Ton/m	Ton/m	Ton/m	
Resistencia la	40.56	21.48	24.12	REDISEÑAR
Resistencia lb	58.27	30.86	24.12	CUMPLE
Evento Extremo I	43.42	23.00	19.75	CUMPLE

Nota. La Tabla representa los deslizamientos en la base del estribo. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Según los cálculos anteriores, no indica rediseñar; en este caso se agrega un dentellón de concreto reforzado en la base del estribo, por motivo que la fuerza actuante es mayor a la fuerza de fricción del suelo elaborado del mismo material. Para aumentar el valor de la fuerza de fricción que producen las superficies.

Para el diseño del dentellón o diente se aplican las siguientes ecuaciones:

$$h_{die} = 45 \text{ m}$$

$$b_{die} = 45 \text{ cm}$$

Donde:

$$b_{die} = b_{die} \quad \text{Dimension del dentellon de concreto reforzado}$$

Para el deslizamiento en la base del estribo con resistencia pasiva se emplean las siguientes ecuaciones:

$$K_p = \left(\tan(45deg + \frac{\phi_f}{\phi_f}) \right)^2 = 2.701$$

$$R_{ep} = \frac{1}{2} \left((K_p * \gamma_t * h) + K_p * \gamma_t * (h + h_{die}) \right) * h_{die}$$

$$R_{ep} = 2.701 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\phi_{ep} = 0.5$$

$$\phi_T R_T = U * \phi_T * V_{SPRIA} = 13.493 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$R_T = \phi_T R_T + \phi_{ep} * R_{ep}, R_R = 15.724 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para el chequeo de capacidad soportante del suelo, para el estribo sin estructura, se toma en cuenta que la capacidad actuante es generada por el peso

propio del estribo y por el relleno del suelo natural; estos pesos generados deben ser menor a la capacidad resistente del concreto, usando el valor soporte obtenido del laboratorio de suelos.

Tabla 27.

Presiones actuantes en la base del estribo.

Estados	V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e \neq \frac{B}{2} - \frac{V_U}{q_R} x_o$	OB	S	
	Ton/m	Ton-m	Ton-m	m	m	kg/cm²	kg/cm²	
Resistencia la	40.56	122.8 2	65.0 5	1.42	1.08	1.42	5.71	OK
Resistencia lb	58.27	178.8 3	65.0 5	1.95	0.55	1.49	5.71	OK
Evento Extremo I	43.42	131.2 9	55.0 6	1.76	0.74	1.24	10.38	OK
Servicio I	44.22	134.4 9	42.0 1	2.09	0.41	1.06	1.73	OK

Nota. La tabla representa las presiones actuantes en la base del estribo. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

En el diseño del acero se utiliza un acero grado 60 con resistencia de $4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ y concreto con resistencia de $280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$.

Tabla 28.

Momentos en la pantalla de estribo

CARGA	CARGA DISTRIBUIDA	CARGA	Y_p	M
	Ton/m	Ton	m	Ton-m
LS	0.289	1.937	3.350	6.49
EH	3.229	10.816	2.233	24.16
EQterr	0.329	2.204	3.350	7.38

0.5PIR	0.000	0.613	2.615	1.60
---------------	-------	-------	-------	------

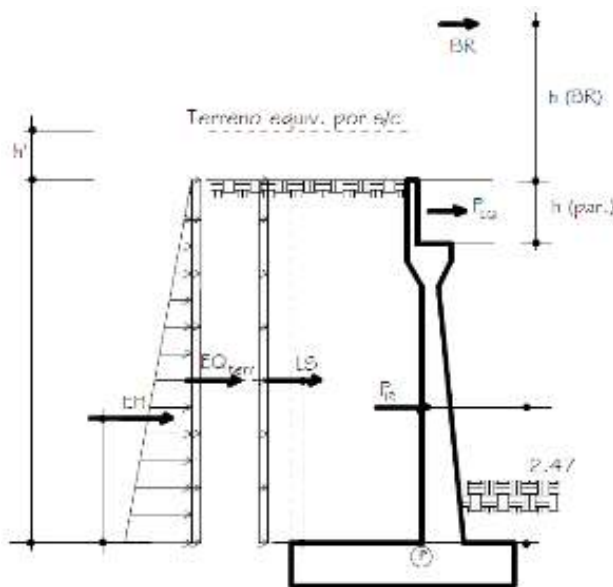
Continuación de la tabla 28.

CARGA	CARGA DISTRIBUIDA	CARGA	Yp	M
	Ton/m	Ton	m	Ton-m
PEQ	0.000	2.511	6.075	15.26
BR	0.000	1.020	8.500	8.67

Nota. La tabla representa los momentos en la pantalla de estribo. Elaboración propia, haciendo uso del software Excel 2016.

Figura 15.

Localización de valores en la pantalla del estribo



Nota. La figura representa la localización de los valores en la tabla de momentos. Elaboración propia, representación de cargas utilizando el software AutoCad.

Para el diseño de acero por flexión para todo elemento expuesto se utilizará varilla número 6, y un recubrimiento de 5 cm.

$$n = 1$$

$$M_u = 1 * (0.5 * 4.14 + 1.5 * 8.674 + 1.75 * 3.894) = 27.07 \text{ ton} * m$$

Para el cálculo de acero en flexión en la pantalla del estribo se utiliza el momento que está actuando en la estructura, el cual es el siguiente:

$$M_u = 27.07 \text{ ton} * m$$

Para el cálculo del peralte efectivo, se proponen varillas número 6 y se obtiene al sumar el recubrimiento más la mitad del diámetro de varilla longitudinal.

$$z = \gamma_{pant} + \frac{\theta_{pant}}{2} = 5.95 \text{ cm}$$

$$d = 90 - 5.95 = 84.05 \text{ c}$$

Para el cálculo de la resistencia a punzonamiento en una esquina del muro se utiliza en este caso $\beta = 0.85$.

$$\begin{aligned} \bar{A}_s &= 0.85 * 100 * 84.5 \left(\frac{280}{4200} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 280}{1 * 0.85 * 280 * 100 * (84.05)^2}} \right) \\ &= 7.73 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt[2]{280} = 33.634 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$s = \frac{100 * (90)^2}{6} = 135000 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 1.1 * 33.634 * 135000 = 36.001 \text{ ton} * m$$

$$M_{min} = \text{mínimo}(M_{cr}, M_{ur}) = 36.001 \text{ ton} * m$$

$$\varpi_s = 0.85 * b * d * \left(\frac{280}{4200}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_{mi}}{\phi_{EI} * \beta * 280 * b * (d)^2}}\right) = 10.31 \text{ cm}^2$$

El área de acero a utilizar en la pantalla del estribo es de 10.31 cm^2 , se utilizarán varillas número 6.

$$\varpi_b = \pi * \frac{(1.905)^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.001 * \frac{4200}{0.85 * 280 * 1m} = 1.819 \text{ m}$$

$$a = 0.001 * \frac{4200}{0.85 * 280 * 1m} = 1.819 \text{ m}$$

$$M_u = 27.07 \text{ tonnef} * m$$

Donde:

n Estado límite de resistencia I, estado límite de evento extremo

M_u Momento solicitante

z Recubrimiento mecánico

d Peralte efectivo mecánico

b Ancho unitario de diseño

ϕ_{EI} Factor de resistencia para evento extremo I

AS Acero nominal de refuerzo

$AS_{pantalla}$ Acero mínimo de refuerzo

$S_{Final_{pant}}$ Separación de las barras

Se realiza el diseño de acero por temperatura para evitar deformaciones por efectos climáticos en el elemento estructural de concreto reforzado o concreto simple. Para este diseño se propone varilla número 4.

$$b_{prom} = 0.5 * (90 + 30) = 60 \text{ cm}$$
$$h_{pant} = 5 - 0.60 - 1 - 0.3 - 0.4 = 2.70 \text{ m}$$

El área de acero necesaria por temperatura es de:

$$\varnothing S_{temp} = \frac{0.18 * (60 * 270)}{2 * (60 + 270)} = 4.418 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing_{varilla} = \pi * \frac{(1.27)^2}{4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$S_{Final} = \frac{1.27}{4.418} * 1 = 28.7 \text{ cm}^2$$

$$S_{MAX} = 3 * 60 = 180 \text{ cm}$$

La separación será de 28 cm cumpliendo con los requerimientos de área.

Donde:

\varnothing_{temp} Diametro del acero

b_{prom} Espesor promedio de pantall

h_{pant} Altura pantalla

s_{final} Separacion de las barras

s_{MAX} Separacion maxima de las barras

Es necesario verificar si el chequeo por corte es resistente al corte actuante en la base de la pantalla del estribo en voladizo de concreto armado, cumpliendo con los parámetros establecidos. Si no cumplierse, se debe hacer un diseño de espaciado en el refuerzo transversal por confinamiento, contrarrestando los esfuerzos ocasionados.

- Cortante actuante en el estado límite de Resistencia I

$$Vu_1 = 1 * (1.75 * 1.882 + 1.5 * 5.914 + 1.75 * 0.628) = 13.263 \text{ ton}$$

- Cortante actuante en el estado límite de Evento Extremo I

$$Vu_2 = 1 * (0.5 * 1.882 + 1 * 5.914 + 1 * (2.094 + 0.471 + 2.24)) + 0.5 * 0.628$$

$$Vu_2 = 11.974 \text{ ton}$$

$$Vu = \text{máximo} (Vu_1, Vu_2) = 13.263 \text{ ton}$$

- Cortante Resistente del concreto

$$V_c = 0.265 * 1.295 * \sqrt{280 * \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 1 * 0.831} = 47.75 \text{ ton}$$

Donde:

Vu_1 Cortante actuante en el estado límite de resistencia I

Vu_2 Cortante actuante en el estado límite de evento extremo I

Vu Cortante solicitante ultimo

Φ_{corte} Coeficiente de reduccion de capacidad

d_v Peralte efectivo de corte

ϵ_s Deformacion por traccion longitudinal

S_{final} Separacion de fisuras

V_c Resistencia nominal cortante

V_s Cortante resistente del acero

La siguiente condición es para demostrar si cumple o no el chequeo cortante.

$$V_u < \phi V_c$$

Si el cortante resistente al ser modificado por el factor de resistencia del concreto a corte es menor que el cortante actuante, se debe agregar acero transversal por confinamiento.

$$13.26 < 40.16 \text{ si cumple}$$

Para este caso, el cortante que resiste el concreto es mayor al cortante actuante, por lo mismo solo se plantea el armado con hierro número 3 a cada 30 cm, tal y como está establecido en los procesos constructivos.

El diseño del talón es fundamental para contener el terreno hacia la zapata. El talón le brinda estabilidad a la estructura con ayuda del peso del suelo natural que se apoya sobre esta parte de zapata. En la parte superior de la zapata se conoce que trabaja a compresión y flexión. Por lo mismo se utilizará un recubrimiento de 7.5 cm para los elementos que estén en contacto directo con el suelo.

$$W_{DC} = 1.75 * 1m * 0.6 * 2.4 = 2.52 \text{ ton}$$

$$M_{DC} = 2.52 * 0.5m * 1.75 = 2.205 \text{ ton} * m$$

$$W_{suelo} = 12.705 \text{ ton}$$

$$x_p = 3.125 - 1.75 - 0.9 = 0.875 \text{ ton}$$

$$M_{EV} = 12.705 * 0.875 = 11.12 \text{ ton} * m$$

$$W_{Ly} = (1.75 - 0) * 0.7 * 1.65 * 1m = 2.021 \text{ ton} * m$$

$$M_{LSy} = 2.021 * (0 + 0.5(1.75 - 0)) = 1.769 \text{ ton} * m$$

$$M_u = n * (1.25 * 2.52 + 1.35 * 11.12 + 1.75 * 1.769) = 20.86 \text{ ton} * m$$

$$Z_{zap} = 7.5 + \frac{2}{2} = 8.5 \text{ cm}$$

$$d_{zap} = 60 - 8.5 = 51.5 \text{ cm}$$

Se utiliza un factor de reducción a la resistencia de $\phi=0.90$ en flexión. Para obtener el área de acero a cubrir se emplean las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \varnothing s &= 0.85 * 1 * 51.5 * \left(\frac{280}{4200} \right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.86}{0.9 * 0.85 * 280 * 1 * 51.5^2}} \right) \\ &= 10.92 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 33.634 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{100 * 60^2}{6} = 60000 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr1} = 1.1 * 33.634 * 60000 = 22.198 \text{ ton} * m$$

$$M_{cr2} = 1.33 * 50 = 27.743 \text{ ton} * m$$

$$M_{min} = \text{mínimo}(M_{cr1}, M_{cr2}) = 22.198 \text{ ton} * m$$

Se propone utilizar varillas número 6 a una separación de 29 cm.

$$\begin{aligned} A_{varilla} &= \pi + \frac{2^2}{4} = 3.142 \text{ cm}^2 \\ a_{zap} &= 0.1092 * \frac{4200}{0.85 * 280 * 1} = 2.05 \text{ cm} \\ S_{final_zap} &= \left(\frac{3.142}{10.92} * 1.1 \text{ cm} \right) = 27 \text{ cm} \end{aligned}$$

Donde:

M_u Momento de diseño en el estado límite de resistencia I_b

z_{zap} Recubrimiento mecánico

d_{zap} Peralte efectivo mecánico

S_{final_zap} Separacion de barras

Para la cara inferior de la zapata se utilizará acero por temperatura. Utilizada varilla número 4 a una separación de 25 cm.

Para el área de acero requerida, se toman en cuenta las siguientes ecuaciones para la separación máxima.

$$A_{Stemp} = \frac{0.18 * (4 * 0.6)}{2 * (4 + 0.6)} * \text{cm} = 4.7 \text{ cm}^2$$

Separación:

$$\begin{aligned} A_{varilla} &= \pi + \frac{\phi_{temp1}^2}{4} = 1.27 \text{ cm}^2 \\ S_{temp1} &= \frac{1.27}{4.7} * 100 = 26.977 \text{ cm} \\ S_{MAX} &= 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$S_{temperat} = 26 \text{ cm}$$

El cortante actuante en el talón debe de calcularse con la siguiente ecuación:

$$V = 1 * (1.25 * 2.52 + 1.35 * 12.705 + 1.75 * 2.021) = 23.84 \text{ ton}$$

$$d_v = 5.15 - \frac{1.927}{2} = 50.537 \text{ cm}$$

$$\beta = 2$$

$$V_c = 0.265 * 2 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 100 * 50.5 = 44.76 \text{ ton}$$

$$V_s = 0 \text{ tn}$$

$$V_p = 0 \text{ ton}$$

$$V_n = V_s + V_p + V_c = 44.819 + 0 + 0 = 44.819 \text{ ton}$$

Donde:

V_u Cortante actuante en el estado límite de resistencia I

d_v Peralte efectiv de corte

β Parámetro de corte para zapata

V_c Resistencia noinl cortante

V_n Cortante reistente del acero

El cortante resistente del concreto cumple con la condición $V_u \leq \phi V_c$, no es necesario diseñar acero por cortante, por procesos constructivos se colocará acero con varillas número 4 y una separación de 20 cm.

El estribo tiene una parte llamada punta, la cual está en la parte inferior al lado opuesto al terreno que se busca contener. Se considera parte de la zapata

y se toma como armadura de acero. Por fuerzas flexionantes, el terreno que se encuentra en la punta brindará estabilidad al estribo y se utilizará varilla No.4.

$$V_{MAX} = 70.065 \text{ ton}$$

$$e_{MAX} = 0.334$$

Para las cargas en diferentes zonas de la zapata, es vía sumatoria de momentos y análisis. Se utiliza un peralte efectivo de la zapata con valor de 51.86 cm y un recubrimiento libre de 7.5 cm.

$$q_{u1} = \frac{70.065}{4} * \left(1 + \frac{6 * 0.334}{4}\right) = 26.299 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$q_{u2} = \frac{70.065}{4} * \left(1 + \frac{6 * 0.334}{4}\right) = 8.733 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$q_{u3} = \frac{4 - 1.35}{4} * (26.299 - 8.733) + 8.733 = 20.37 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_u = \frac{1.35^2}{6} * 20.37 + 2 * 26.29 = 22.16 \text{ ton} * \text{m}$$

Es necesario realizar el cálculo de área de acero requerido:

$$\begin{aligned} \varnothing s_{final_zap} &= 0.85 * 100 * 51.5 * \left(\frac{280}{4200}\right) * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 22.16}{0.9 * 0.85 * 280 * 1}}\right) \\ &= 11.53 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{280 * \frac{\text{kgf}}{4200}} = 33.634 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{100 * 60}{6} = 60000 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr1} = 1.1 * 33.634 * 60000 = 22.198 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M_{ur22} = 1.33 * 22.164 = 29.479 \text{ ton} * \text{m}$$

$$M_{min} = \min(22.198, 29.479) = 22.198 \text{ ton} * \text{m}$$

Para cubrir el área requerido se utiliza varilla número 4 a cada 10 cm.

$$A_{varilla} = \pi + \frac{1.27^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$a_{zap} = 11.55 * \frac{4200}{0.85 * 280 * 100} = 2.038 \text{ c}$$

$$S_{final} = \left(\frac{1.267}{11.55} * 100.1 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm}$$

Donde:

V_{MAX} Fuerza crítica tabla de presiones actuantes en la base del estribo

q_{u1}, q_{u2} Presiones sobre el terreo

q_{u3} Presiones sobre la cara exterior de la base de la pantalla

M_u Momento actuante de la sección crítica

El cortante que resiste el concreto se calcula con la fórmula siguiente. Se utiliza un parámetro de corte para zapatas $\beta=2$.

$$V_u = \frac{1}{2} * (26.299 + 22.604) * (1.35 - 0.508) = 20.58 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.265 * 2 * \sqrt{280 * \frac{\text{kgf}}{4200}} * 100 * 0.508 = 45.093 \text{ ton}$$

Donde:

d_v Peralte efectivo de corte

V_u Cortante actuante a una distancia d_{v11}

V_c Resistencia nominal cortante

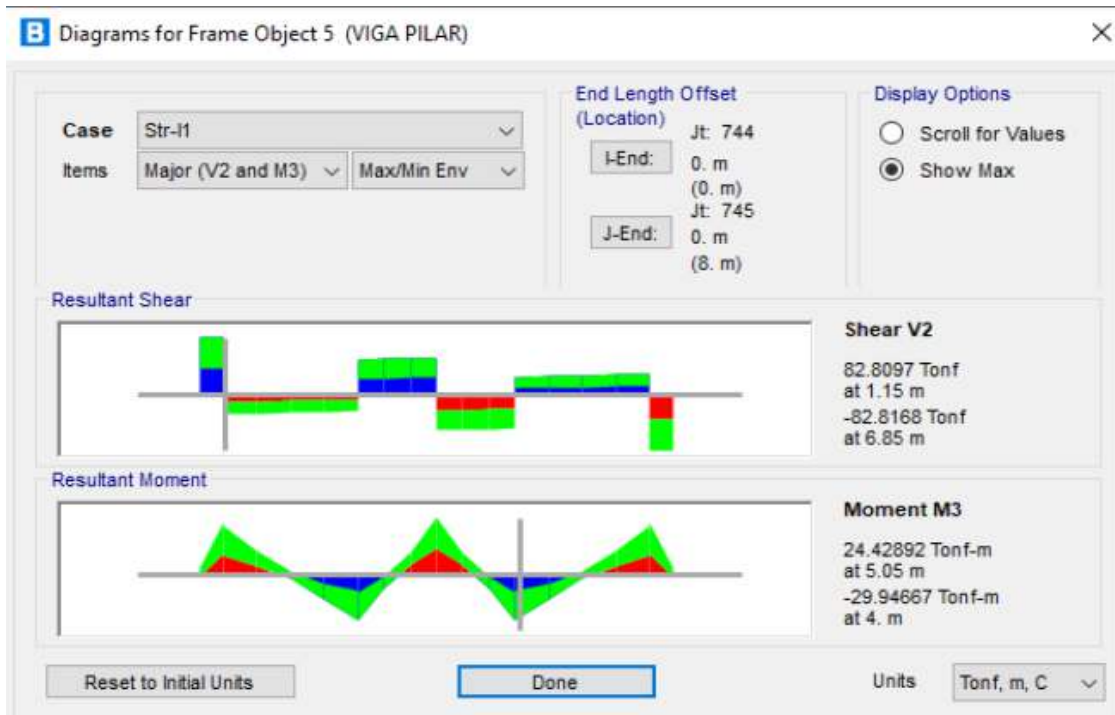
Según la condición estipulada, vemos que sí cumple $V_u \leq \phi V_c$ y se colocará acero por proceso constructivo, con varilla número 4 a cada 30 cm.

4.9. Diseño de viga pilar

En el diseño de pilares se utiliza el software CSiBridge en su versión 23, en el diseño se toman en cuenta las cargas muertas por peso propio, cargas sísmicas y cargas dinámicas a través del espectro de respuesta sísmica de 0.161. En el pórtico se generan momentos positivos y negativos por medio de las combinaciones de Servicio I y Resistencia I. Para los valores de momentos últimos negativos y positivos del diseño se extraen del software mencionado anteriormente.

Figura 16.

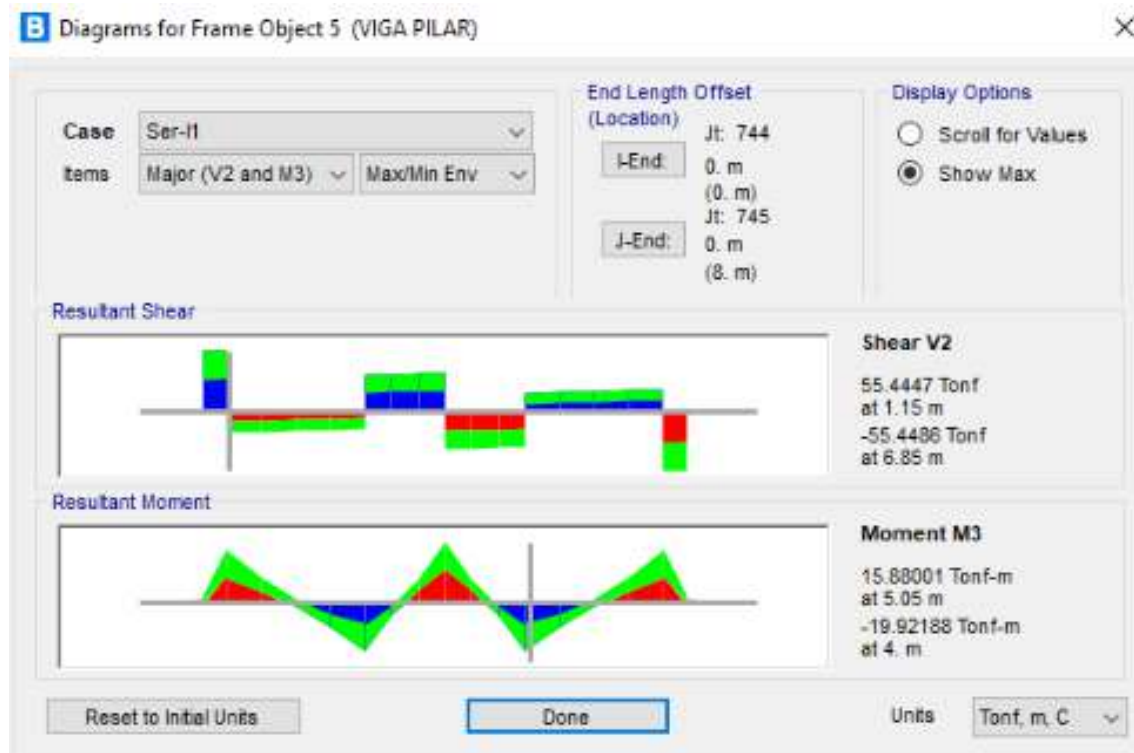
Diagrama de momentos por Resistencia I



Nota. La figura representa los momentos por resistencia I en la viga pilar. Elaboración propia, haciendo uso del software CSiBridge 2024.

Figura 17.

Diagrama de momentos por Servicio I



Nota. La figura representa los momentos por servicio I en la viga pilar. Elaboración propia, haciendo uso del software CSiBridge 2024.

Los momentos extraídos por las gráficas anteriores son de un solo tramo, por motivo que en la viga pilar se apoyan dos tramos; por eso se multiplica por 2, tal y como se ve en las siguientes ecuaciones:

- Momentos por Resistencia I

$$M_{u1} = -2 * 29.95 = -59.9 \text{ ton} * \text{m} \quad \text{Momento negativo}$$

$$M_{u2} = 2 * 24.43 = 48.86 \text{ ton} * m \text{ Momento positivo}$$

- Momentos por Servicio I

$$M_s = -2 * 19.92 = -39.84 \text{ ton} * m \text{ Momento positivo}$$

Para el diseño de la viga del pórtico del acero requerido a flexión se toman en cuenta las siguientes ecuaciones:

$$\text{rec} = 5 \text{ cm Recubrimiento}$$

$$h = 80 \text{ cm Altura de viga}$$

$$x = 80 \text{ cm Ancho de viga}$$

Para el acero de refuerzo se toman en cuenta los siguientes diámetros:

- Número 8 para longitudinales propuestas.
- Número 4 para estribos.

Propiedades de los materiales:

$$f'c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ Resistencia del concreto}$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ Resistencia a la fluencia del acero}$$

Se realiza el cálculo del recubrimiento y el peralte efectivo con las fórmulas siguientes:

$$Z = rec + D_{estribo} + \frac{D_{var-long}}{2} = 7.5 + 1.27 + \frac{2.54}{2} = 10.04 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 100 - 10.04 = 89.96 \text{ cm}$$

Donde:

Z Recubrimiento total

d Peralte efectivo

$D_{var-long}$ Diametro de varilla longitudinal

En el diseño del cálculo del acero requerido, se proponen 7 varillas número 8.

$$\mathbb{A}_S = N_{varillas} * \left(\frac{\pi}{4} * D_{var-long}^2\right) = 6 * \left(\frac{\pi}{4} * 2.54^2\right) = 30.40 \text{ cm}^2$$

Se emplea un factor de modificación para el acero de $\beta = 0.85$, así mismo, se debe de emplear un factor de reducción para la resistencia siendo de $\phi = 0.85$.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.8 * f_c * b_n} = \frac{30.40 * 4200}{0.85 * 280 * 80} = 6.706 \text{ cm}$$

Donde:

$b_n = x = 80 \text{ cm}$ Altura de vig

Se encuentra el momento requerido que se obtiene por medio del área de acero propuesto.

$$M_u = \mathbb{A}_S * \phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 99.522 \text{ ton} * \text{m}$$

Para cumplir con el área de acero propuesta, el momento resistente debe ser mayor al momento último generado por la Resistencia 1 y 2. En este caso lo cumple.

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{30.40 * 4200}{0.85 * 280 * 80} = 7.889 \text{ cm}$$

$$\phi_2 = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d}{c} - 1 \right) = 0.65 + 0.15 \left(\frac{0.9}{0.079} - 1 \right) = 2.21$$

Para determinar el valor de (ϕ), será el menor resultado de los dos cálculos anteriores siendo el ϕ_s máximo. Según los parámetros estabilizados por la norma AASHTO LRFD no delimita el acero Máximo ϕ_s mínimo.

La cantidad de acero que se determine debe resistir el valor mínimo del momento resistente y el del momento negativo.

$$a) f_r = 2.01 * \sqrt{280} = 33.634 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_s = \frac{b_n^2 * b_n}{6} = 85333.333 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 1.1 * f_r * S_s = 33.63 * 85333.33 * \frac{1}{100} = 31.57 \text{ ton} * \text{m}$$

Se debe cumplir con la siguiente condición:

$$1.33 * M_{u1} > M_{cr} = 1.33 * 59.9 \text{ ton} * \text{m} > 31.57 \text{ ton} * \text{m}$$

79.667 ton * m > 31.51 ton * m si cumple

El momento generado por servicio es de 39.84 ton*m, el cual se utilizará para los cálculos de figuración. Es necesario conocer el valor de la viga en el eje neutro del pórtico.

$$E_c = 15300 * \sqrt{280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 256017.968 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6}{256017.97} = 8$$

El área de acero calculada con la relación modular nos permite encontrar el área de acero transformada.

$$A_{st} = n * A_s = 8 * 30.4 = 243.2 \text{cm}^2$$

Para conocer las deformaciones en la altura, (y) será por medio del despeje de sumatoria de momento. Siendo una altura de 20.56 cm.

$$f_{ss} = \frac{M_s}{J_d * A_s} = 1576.921 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ss} \leq 0.6 f_y = 1576.921 \leq 2520 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = \text{si cumple}$$

La condición de la superestructura es la siguiente:

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7 * (h - dc)} = 1 + \frac{10.04}{0.7 * (100 - 10.04)} = 1.149$$

El valor de (, Y-e.) es de 0.75, el cual es utilizado para la condición de la subestructura.

Para encontrar el valor de la separación máxima del acero por fisuración, es según la siguiente ecuación ya establecida.

$$S_{max} = \frac{125000 \frac{kgf}{cm} * Y_e}{J_d * A_s} - 2 * dc = \frac{125000 * 0.75}{1.149 * 2253.763} - 2 * 10.04 = 31.196 \text{ cm}$$

Para la separación en la armadura, será por medio de la siguiente ecuación:

$$S_{aradra} = \frac{h - 2 * (rec + D_{var-estribo}) - 6(D_{var-estribo})}{8} = 8.403 \text{ cm}$$

$$S_{armadura} = \frac{100 - 2 * (8.77) - 6(2.54)}{8} = 8.403 \text{ cm}$$

Se usará una separación de 13 cm propuesto.

Por medio del acero por temperatura, se determina este valor.

$$A_{stem} = \frac{0.18 * b_n * h}{2(b_n + h)} = \frac{(0.18)(80)(100)}{2 * (80 + 80)} = 4 \text{ cm}$$

Serán 4 cm en cada cara. Para cumplir con la condición del acero por temperatura es la siguiente:

$$2.33 \text{ cm} \leq A_{stem} \leq 12.70 \text{ cm}$$

Según cálculos anteriores, verificamos que cumple con la condición de acero. Para la separación máxima se emplea la siguiente ecuación $3 * h = 300 \text{ cm}$; esta debe ser mayor según el artículo 5.10.6 de AASHTO LRFD siendo de 45 cm.

En el cálculo de la armadura superficial se emplean las siguientes ecuaciones para limitar la fisuración del alma.

$$d_1 = h - d_c = 100 - 10.04 = 89.96 \text{ cm}$$

$$\varrho_{sk1} \geq 0.1(d_1 - 76 \text{ cm}) = 1.396 \text{ cm}^2$$

$$\varrho_{sk2} = \frac{\varrho_s}{4} = \frac{30.4}{4} = 7.6 \text{ cm}^2$$

La condición dice lo siguiente $\varrho_{sk1} \leq \varrho_{sk2} = -0.354 \text{ cm}^2 \leq 7.6 \text{ cm}^2$ si cumple.

La separación máxima cumple con lo siguiente:

$$S_{max} = \frac{d_1}{6} = 14.993 \text{ cm}$$

Se suministrará un área de 5 varillas número 4 con área de acero de 6.35 cm^2

$$6.35 \leq \varrho_{sk2} = 6.35 \leq 7.6 \text{ si cumple}$$

4.9.1. Diseño por cortante

$$v_u = 167140 \text{ kgf}$$

Factor de reducción de resistencia del concreto $\phi=0.90$

$$r = 8.14 \text{ cm} \text{ Recubrimiento}$$

$$d = 91.87 \text{ cm} \text{ Peralte efectivo}$$

$\lambda = 1$ *Factor de modificación en base concreto de peso normal*

$d_v = 86.607 \text{ cm}$ *Peralte efectivo del alma libre de la sección*

Para determinar el cortante que resiste el concreto, se utiliza la fórmula que proporciona el código ACI 318S-14 en su sección 22.5.5.1

$$v_c = 0.53 * 1 * \sqrt{280} * 80 * 86.607 = 76808.304 \text{ kgf}$$

Cortante nominal de concreto

Donde:

$S = 15 \text{ cm}$ *Espaciamiento propuesto de estribos*

$\alpha = 90^\circ$ *Ángulo de inclinación del estribo*

$\theta = 45^\circ$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + (\cot\alpha * \text{sen}\alpha))}{S} = 123189.88 \text{ kgf}$$

Se asume un espaciamiento de 15 cm con ganchos a 45° según lo señalado en el art 5.7.3.4.1 y usando la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalizada en el art. 5.7.2.5.

Para el cortante nominal se toman las siguientes condiciones:

$$V_n = V_c + V_s = 123189.88 \text{ kgf}$$

$$V_n = 0.25 * f'_c * b_v * d_v = 123189.88 \text{ kgf}$$

$$\phi * \min (V_n) = 123189.88 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Si cumple}$$

Para determinar la relación (s), será según la posición de las columnas, 40 en las columnas internas, 30 en las columnas de borde y 20 en la esquina de las columnas.

- Refuerzo transversal mínimo

$$S_v = 0.27 * \lambda * \sqrt{f_c} * \frac{h * S}{f_y} = 1.614 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$V_u = \frac{V_u}{\phi * h * d_v} = 21.248 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$V_u < 1.125 * f_c = \text{Si cumple}$$

- Separación máxima

$$S_{max} = 0.80 * d_v = 60.286 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

4.10. Diseño de pilares

Las columnas o pilares permitirán soportar las fuerzas de compresión y flexión, con función de transmitir las cargas de la estructura a la cimentación. Para las columnas, el diseño del pilar será con ayuda del software de CSiBridge,

tomando las cargas producidas por el peso propio, cargas por sismo y por las cargas móviles.

Para iniciar con el diseño consideramos los siguientes datos:

$$D_{col} = 80 \text{ cm} \quad \text{Diámetro de columna}$$

$$N_{o_var} = 10 \quad \text{Cantidad de varillas número 8}$$

$$r_{libre} = 7.5 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento mínimo}$$

$$A_g = \frac{\pi}{4} * D_{col}^2 = 5026.55 \text{ cm}^2 \quad \text{Area bruta de sección}$$

$$A_g = N_{varilla} * \left(\frac{\pi}{4} * D_{var-long}^2 \right) = 10 * \left(\frac{\pi}{4} * 2.54^2 \right) = 50.67 \text{ cm}^2 \approx 51 \text{ cm}^2$$

Refuerzo máximo de miembros a compresión

$$\frac{A_s * f_y}{A_g * f_c} \geq 0.135 = \frac{A_s * f_y}{A_g * f_c} \geq 0.135$$

$$0.15 \geq 0.135 \text{ si cumple}$$

Es necesario realizar el cálculo de la esbeltez que pueda existir en las columnas propuestas en el diseño. Es necesario tomar los pórticos no arriostrados como referencia para evitar desplazamientos laterales; las columnas pueden ser cortas, intermedias o largas. Si el valor es mayor a 100, la columna se determina como larga y no es recomendable construir. Debe estar en el rango de 22 a 100 para ser columna intermedia o se considera corta si es menor a 22.

$$r = \frac{D_{columna}}{4} = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{K * L}{r} > 22 = \frac{1.2 * 6}{0.20} > 22$$

36 > 22 *si cumple*

Donde:

L Longitud libre de la columna

K Factor de lngtud efectiva de columnas en el plano del pórtico

En sentido transversal

$$\frac{K * L}{r} > 22 = \frac{1.2 * 5.20}{0.20} > 22$$

31.2 > 22 *si cumple*

Donde:

K₂ Factor de longitud efectiva de columnas en el sentido transversal

Magnificación de momentos

$$M_{cp} = \delta_b * M_{2b} + \delta_b * M_{2s}$$

$$EI = \frac{E_c * I_g}{\frac{1 + \beta_d}{1}} = 1.27 * 10^{11} \text{ kg} * \text{cm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(KL)^2} = 1052.66 \text{ ton}$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi * P_c}} \geq 1 = \frac{1}{1 - \frac{261.62 \text{ ton}}{0.75 * 3759.07 \text{ ton}}} \geq 1$$

1.332 ≥ 1 *si cumple*

Donde:

E_C *Módulo de elasticidad del hormigón*

I_g *Momento de inercia de la sección bruta de hormigón*

E_S *Modulo de elasticidad del acero lonitudinal*

I_S *Momento de inercia*

B_d *Relaion entre los máxmo momentos debido a la carga*

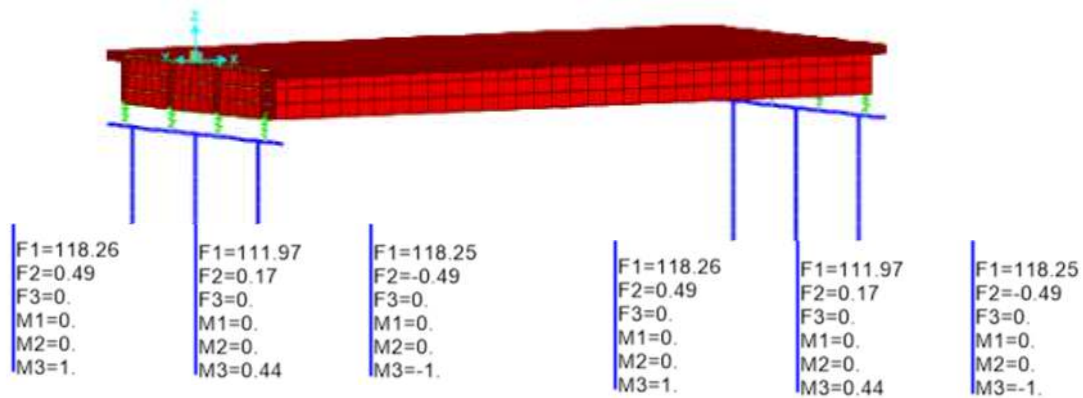
Para el factor de modificación de momentos debe ser por medio del factor de seguridad; para evitar el pandeo se multiplican los momentos últimos obtenidos. Y por medio del programa CSiBridge se hace la verificación del diagrama de interacción de columnas; por medio de los momentos flectores y esfuerzos axiales se realiza la gráfica.

4.11. Diseño de zapata corrida

Para el diseño de la zapata corrida, se toman en cuenta las reacciones que ejercen las columnas circuladas mayoradas con la combinación de carga de Resistencia I.

Figura 18.

Diagrama de momentos por Servicio I



Nota. La figura representa el diagrama de momentos por Servicio I en la zapata corrida, tomando en cuenta las reacciones mayoradas de cada columna. Elaboración propia, haciendo uso del software CSiBridge 2024.

Datos:

$$C_1 = 118.26 \text{ tonnef} \quad \text{Reacciones mayoradas en la columna 1}$$

$$C_2 = 111.97 \text{ tonnef} \quad \text{Reacciones mayoradas en la columna 2}$$

$$C_3 = 118.25 \text{ tonnef} \quad \text{Reacciones mayoradas en la columna 3}$$

Se consideran dos veces las reacciones en la base de cada columna circular por motivo que es únicamente un tramo.

$$P_1 = 2 * C_1 = 236.52 \text{ tonnef} \quad \text{columna 1}$$

$$P_2 = 2 * C_2 = 223.94 \text{ tonnef} \quad \text{columna 2}$$

$$P_3 = 2 * C_3 = 236.5 \text{ tonnef} \quad \text{columna 3}$$

Unificamos las cargas haciéndolas una sola carga total actuante sobre la zapata, conformada por toda la carga de superestructura y la carga generada por los pilares.

$$P_{total} = P_1 + P_2 + P_3 = 696.96 \text{ tonnef}$$

Por la protección en los pilares, es necesario tomar en cuenta las cargas generadas:

Tomamos la carga total actuante por medio de la carga puntual generada por la protección de pilares tal y como lo vemos en la gráfica anterior.

$$P_{pro} = \varnothing * h_{pro} * \gamma_{concreto} = 56.607 \text{ tonnef}$$

$$P_{total_actuante} = P_{total} + P_{pro} = 753.567 \text{ tonnef}$$

Se realiza el cálculo de la carga linealmente distribuida sobre la zapata, utilizando la siguiente ecuación:

$$L = 8 \text{ m} \quad \text{Longitud zapara corrida}$$

$$w = \frac{P_{total_actuante}}{L} = 94.196 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Posterior a las cargas generadas por la columna y protección del pilar, se toman en cuenta los siguientes datos para el cálculo de capacidad portante.

$$Q_{adm} = 17.30 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Capacidad admisible portante del suelo}$$

$$f'c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Reistencia del concreto a compresion}$$

$$d = 58.69 \text{ cm} \quad \text{eralte efectivo}$$

$$B = \frac{w}{Q_{adm}} = 5.445 \text{ m}$$

Capacidad portante ultimo del suelo hacia la zapata.

$$q_U = \frac{w}{B} = 17.127 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$q_U \leq Q_{admsuelo} \quad \text{Si cumple}$$

Para el cálculo del cortante último se toma en cuenta el ancho de la sección de concreto de la zapata, siendo en este caso de 1.2 m.

Donde:

$b = 1.20$ Ancho de la sección

$b_w = 100$ cm Base de analisis

$d = 58.69$ cm Peralte efectivo

$$V_u = \left(\frac{B - b}{2} - d \right) * b_w * q_u = 26.77 \text{ tonnef}$$

Para el cálculo del cortante nominal se emplean las siguientes ecuaciones:

Donde:

$\lambda = 1$ Factor de modificación Según tabla 25.4.2.4 (Barras corrugadas y alambres)

$\phi = 0.75$ Factor de reduccion de resistencia Segun tabla 21.2.1

$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * b_w * d = 52.05 \text{ tonnef}$ Cortante resistente del concreto

$$V_c * \phi = 39.04 \text{ tonnef}$$

Según la condición estipulada, si cumple con la resistencia de diseño para el cortante transferido.

$$V_c \geq V_u \quad \text{Si cumple}$$

Si no cumplierse con lo establecido, se aumenta el espesor de la zapata corrida.

Para el cálculo del momento flexionante será analizado en la cara transversal.

$$M_u = \left(b_w * \left(\frac{B - b}{2} \right) \right) * q_u \left(\frac{B - b}{4} \right) = 39.58 \text{ tonnef} * m$$

Para determinar el acero de refuerzo transversal en la cuantía de acero requerida, por medio del factor de reducción de resistencia del acero a tracción, será:

$$\phi_1 = 0.90$$

Para el acero transversal a flexión es necesario hallar el área:

$$A_{srequerido_1} = \rho_1 * b_w * d = 18.349 \text{ cm}^2$$

Para el acero requerido, debe estar dentro de los parámetros de acero mínimo y acero máximo, estipulados en el código ACI 318s-14, y en este caso se toma el área de acero mínimo siendo de:

$$A_{smin} = \frac{14 * \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{fy} * b_w * d = 19.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho_{max} * b_w * d = 84.807 \text{ cm}^2$$

El área de acero debe cumplir con la condición de mayor al acero mínimo y menor al acero máximo:

$$A_{smin} < A_{srequerido} < A_{smax}$$

$$19.56 \text{ cm}^2 < 19.56 \text{ cm}^2 < 84.807 \text{ cm}^2 \quad \text{si cumple}$$

Se proponen varillas número 8 a una separación de 25cm, cumpliendo con el acero requerido.

Para el análisis del acero se haya el momento resistente del acero transversal a corte de la siguiente ecuación:

$$M_{resistente} = \phi_1(\rho_{total} * fy * \left(d - \frac{\rho_{total} * fy}{1.7 * b_w * f'_c} \right)) = 43.59 \text{ tonnef} * m$$

$$M_{resistente} \geq M_u$$

$$43.59 \geq 39.58$$

Para determinar el acero de refuerzo longitudinal, será por medio de la tabla 7.6.1.1 en el código ACI 318s-14 para losas en una dirección no preesforzadas, siendo de 0.0020 según la resistencia de 412 MPa. Para el cálculo de acero se proponen 5 varillas número 6 en un metro de zapata corrida con un espaciamiento entre varillas de 20 cm. El área total de acero transversal a corte se encuentra en la siguiente ecuación:

$$\rho_{total2} = N_{vartotal2} * \rho_{var} = 14.25 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{total2} \geq \rho_{st}$$

$$14.25 \text{ cm}^2 \geq 14 \text{ cm}^2 \quad \text{Si cumple}$$

Para el armado de la cama superior de zapata combinada se utilizará acero por temperatura, proponiendo armar una parrilla con varillas número 4 a cada 20 cm, cumpliendo con la condición de área. (Institute, 2014)

$$A_{total2} = N_{vartotal2} * A_{var} = 6.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{total} \geq A_{stemp}$$

$$6.33 \text{ cm}^2 \geq 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{Si cumple}$$

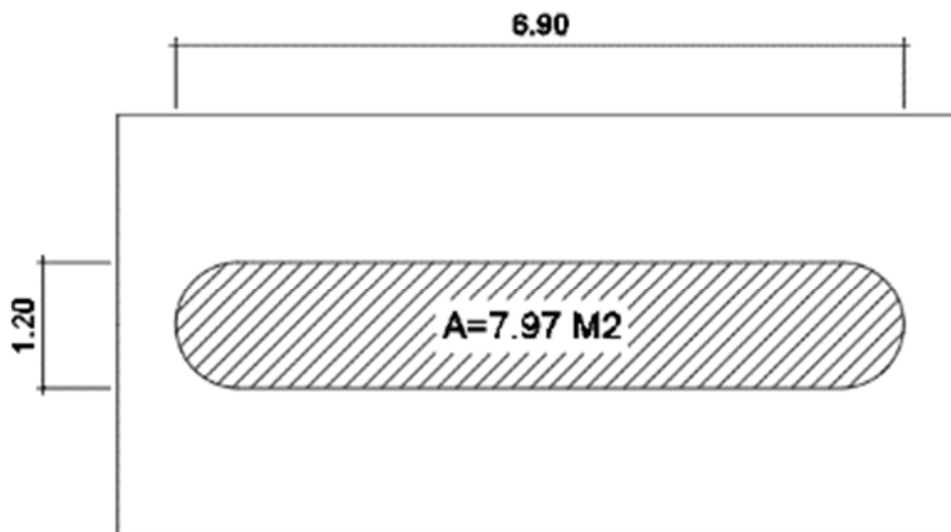
4.12. Diseño de protección de zapata corrida

En el diseño se propone la protección de la zapata corrida, como prevención del río Cuilco. Se toma en cuenta la tabla 24.4.3.2 del código ACI 318s-14 para el tipo de refuerzo.

$$\rho = 0.0020$$

Figura 19.

Área de protección de zapata corrida



Nota. La figura representa el área de la protección de zapata propuesta. Elaboración propia, haciendo uso del software CSiBridge 2024.

Para el acero requerido por retracción por temperatura, se necesita encontrar el área bruta del concreto por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} A &= 7.97 \text{ m}^2 - 1.508 \text{ m}^2 = 6.462 \text{ m}^2 \\ A_s &= \rho * A = 129.24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se utilizarán 68 varillas por proceso constructivo número 6. Teniendo un área total de acero de:

$$\begin{aligned} A_{total2} &= N_{var} * A_{var} = 193.82 \text{ cm}^2 \\ A_{total} &\geq A_s \quad \text{Si cumple} \\ 193.82 \text{ cm}^2 &\geq 129.24 \text{ cm}^2 \quad \text{cumple} \end{aligned}$$

4.13. Complementos del puente

Se realizan los detalles extras complementarios al puente en base a las normas estipuladas de AASHTO para el cumplimiento con la vida útil del diseño.

4.13.1. Diseño de barandal

La función de este elemento es brindarles seguridad a los peatones, a la hora de cruzar el puente. Para su diseño se utilizarán las especificaciones de AASHTO LRFD 13.8.1, que dicen: La geometría que deben cumplir estos elementos debe de ser una altura mínima de 42.1 in (1.066m), medido desde la banqueta, utilizando 1.10 metros de altura para el diseño de baranda. La abertura libre entre elementos longitudinales no debe ser mayor a 6 in (0.15m). Los elementos longitudinales deben soportar una carga puntual de 105.6 kg, en cualquier parte del tramo. Y una carga distribuida de 480 kg en sentido vertical y horizontal.

El diseño del barandal está conformado por columnas de 0.20m x 0.20m y tuberías HG con un diámetro de 2 separadas a cada 35 cm. Para poder resistir cualquier tipo de impacto. Comprendiéndose de una mejor manera el diseño en la siguiente figura.

4.13.2. Acera peatonal

La altura mínima estipulada en la norma AASHTO debe ser de 150 mm y no debe superar los 200 mm. Según la figura 13.7.1.1-1, se propone la altura máxima sin ángulo de inclinación en la unión con las bermas. La norma también indica que para los anchos de la acera se deberá trabajar desde un ancho mínimo de 60 cm, se propone un ancho de 80 cm, para uso peatonal aplicando la carga estipulada en AASHTO de $366 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$. Con una protección de malla electrosoldada.

4.13.3. Diseño de losa de aproximación

Al final del puente vehicular, se propone una losa de transición que separa el paso y la terracería. El diseño de la losa debe estar apto para soportar las cargas ejercidas en el puente, de acuerdo con el manual de diseño del ingeniero Arturo Enrique Rodríguez Serquén en la sección (1.5 Geometría de puente, inciso I). Esta losa está compuesta por tres capas: losa 138 intermedia (sin armadura); losa de transición (con armadura); y losa superior (que recibirá la carga directa de los vehículos y el peatón, con carpeta de rodadura asfáltica). El espesor mínimo debe ser de 0.20 m, el ancho será de 6.00 m, ajustándose a las vías del puente y la longitud será de 5.00 metros.

4.13.4. Diseño de losa de aproximación

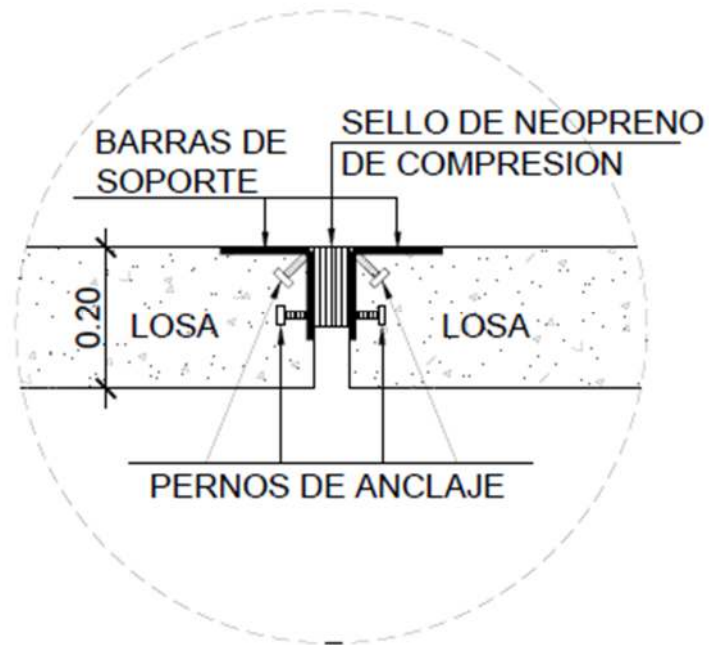
En la carpeta de rodadura se deja previsto el diseño del drenaje para la caída de agua generada por los impactos climáticos hacia el cauce del río. El diseño será según lo establecido en la norma AASHTO C13.7.1.2, y según el manual de diseño del ingeniero Arturo Rodríguez Serquen. La filtración indica que debe ser a 90°, una pendiente de 2 %, con un diámetro de 4" para el drenaje cada 4 metros. Se deja una sobresalida de 5cm de la losa para evitar daños en la estructura generados por la humedad.

4.13.5. Diseño de juntas de dilatación

Las juntas de dilatación son con el mismo material utilizado en el neopreno. Es por medio de pernos de anclaje rellenos en la apertura de las juntas. La altura será de $\frac{1}{2}$ de la altura de la losa, con una separación de 0.20 m. Por sus características flexibles permite la expansión y contracción del material.

Figura 20.

Diseño de junta de dilatación



Nota. La figura representa el diseño de la junta de dilatación. Elaboración propia, haciendo uso de AutoCad.

4.14. Comparación de resultados, cálculos manuales y CSiBridge

Para los momentos negativos y positivos en la losa, se observa el valor generado tanto en el lado positivo y negativo producidos en el tablero a través de cálculos manuales y cálculos generados por el programa CSiBridge.

Tabla 29.

Momentos Negativos en Losa

	Cálculos	Manuales	CSiBridge 23
Servicio I	1.55 Ton*m		1.55 Ton*m
Resistencia I	2.67 Ton*m		2.67 Ton*m

Nota. La tabla representa los momentos negativos en la losa. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Tabla 30.

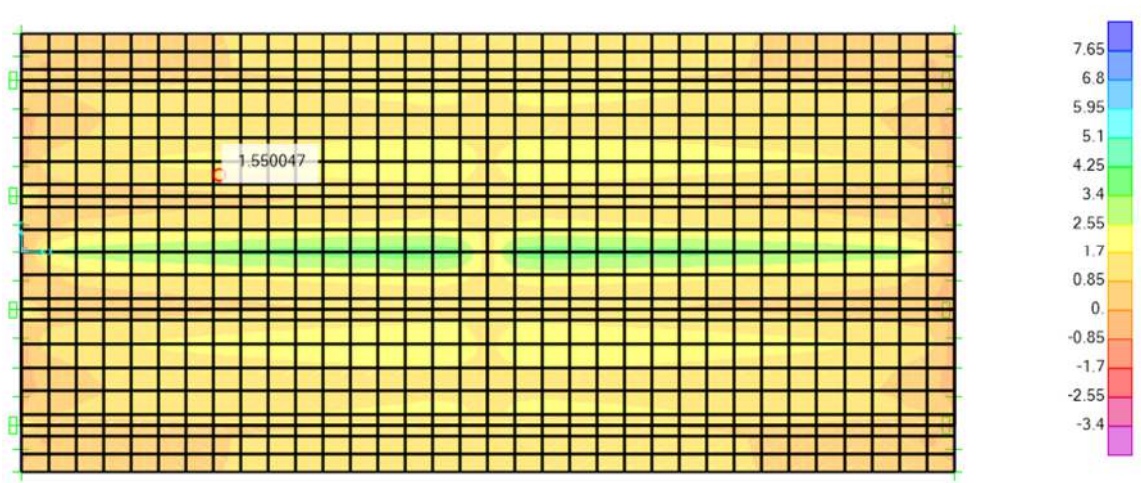
Momentos Positivos en Losa

	Cálculos	Manuales	CSiBridge 23
Servicio I	1.92 Ton*m		1.92 Ton*m
Resistencia I	3.36 Ton*m		3.36 Ton*m

Nota. La tabla representa los momentos positivos en la losa. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Figura 21.

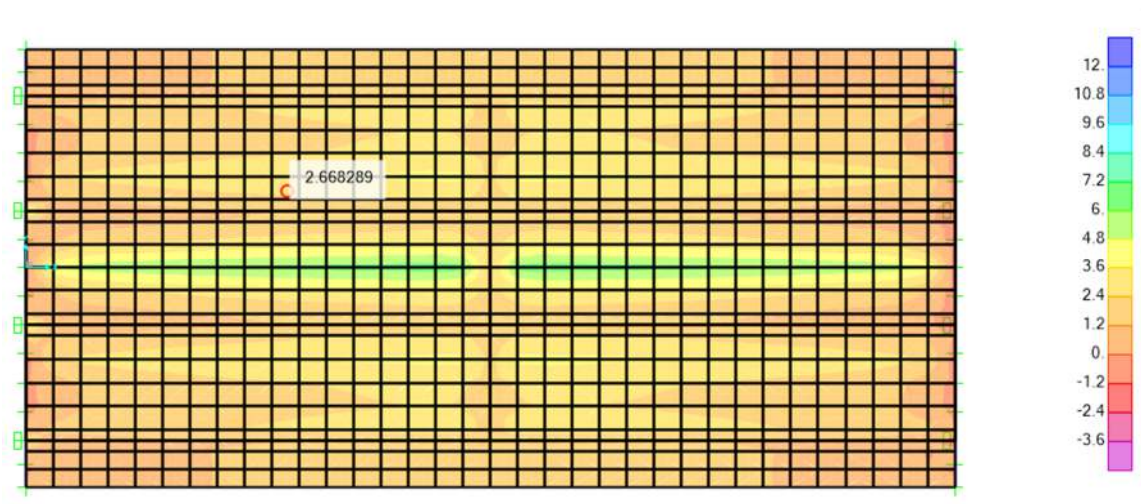
Momento Negativo, Servicio I



Nota. La figura representa los momentos negativos obtenidos por Servicio I. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Figura 22.

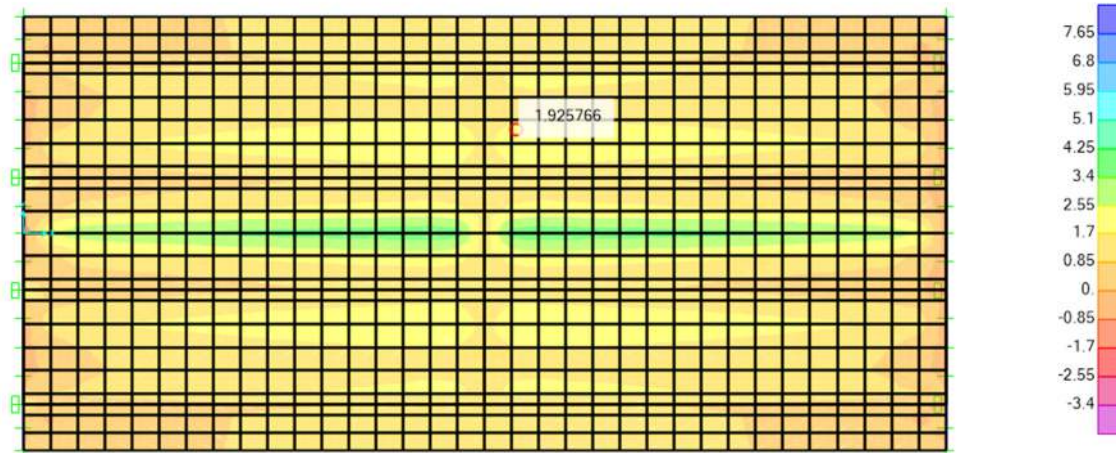
Momento Negativo, Resistencia I



Nota. La figura representa los momentos negativos obtenidos por Resistencia I. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Figura 23.

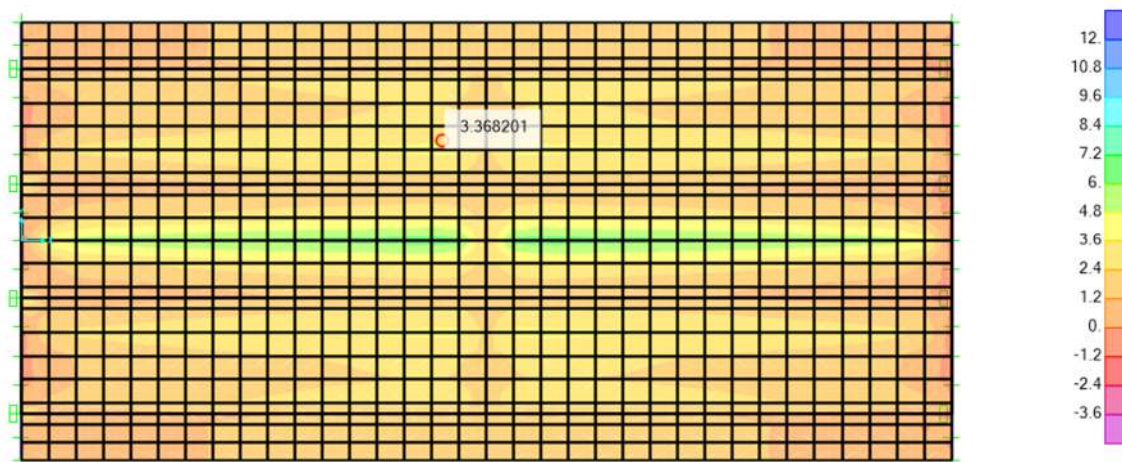
Momento Positivo, Servicio I



Nota. La figura representa los momentos positivos obtenidos por Servicio I. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Figura 24.

Momento Positivo, Resistencia I



Nota. La figura representa los momentos positivos obtenidos por Resistencia I. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

4.14.1. Viga

Para los resultados y comparaciones, se considera la viga más crítica, siendo la viga inferior, por la influencia de carga vehicular.

Tabla 31.

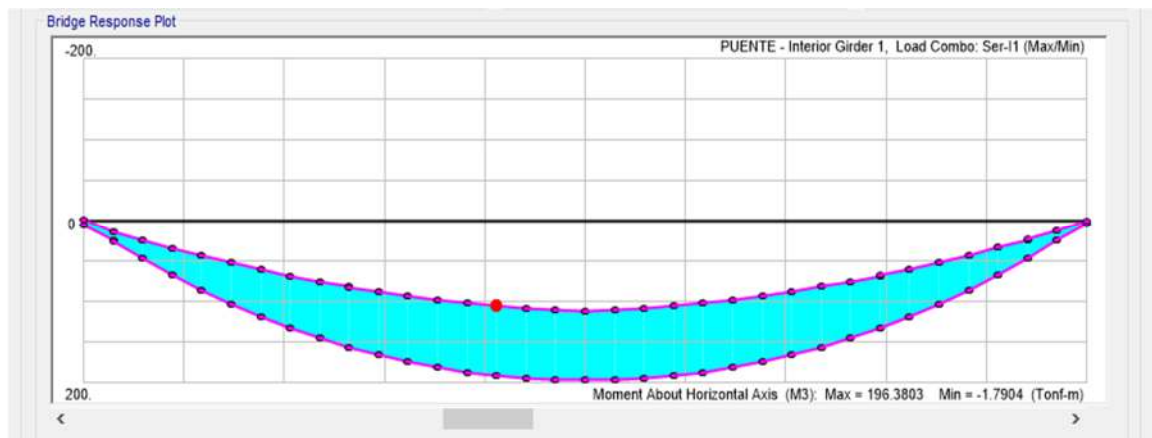
Momentos Mayorados en viga

	Cálculos Manuales	CSiBridge 23
Servicio I	189.75 Ton*m	196.30 Ton*m
Resistencia I	292.57 Ton*m	292.18 Ton*m

Nota. La tabla representa los momentos mayorados en la viga. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Figura 25.

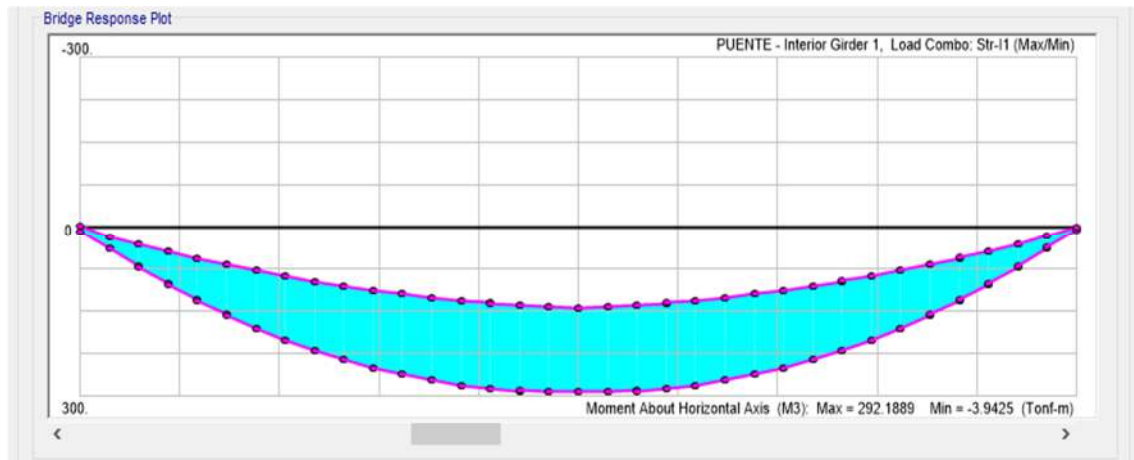
Momento por Servicio I



Nota. La figura representa los momentos por Servicio I en la viga. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Figura 26.

Momento por Resistencia I



Nota, La figura representa los momentos por Resistencia I en la viga. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Tabla 32.

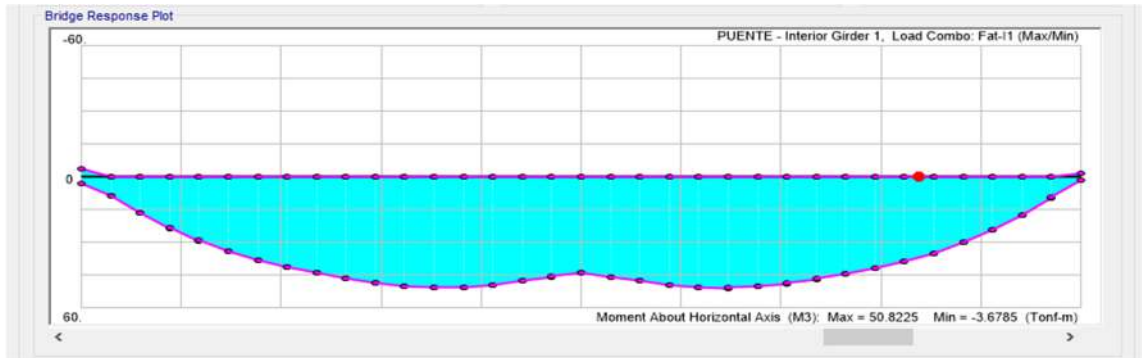
Momentos por fatiga

	Cálculos	Manuales	CSiBridge 23
Fatiga I	56.1 Ton*m		50.82 Ton*m

Nota. La tabla representa los momentos por fatiga en la viga. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Figura 27.

Momento por Fatiga I



Nota, La figura representa los momentos por Fatiga I en la viga. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

4.14.2. Verificación de deflexiones y acero longitudinal

Es necesario considerar las cargas del camión de diseño HL-93, cargas muertas más un 25% de la carga ejercida del camión a través de la siguiente ecuación, tomando la longitud del tramo entre 800.

$$d_{eflex_maxe} = \frac{17}{800} = 21.25 \text{ mm}$$

Tabla 33.

Deflexiones máximas

	Cálculos	Manuales	CSiBridge 23
HL-93	21.25 mm		50.82 Ton*m
DC+25%HL-93	21.25 mm		50.82 Ton*m

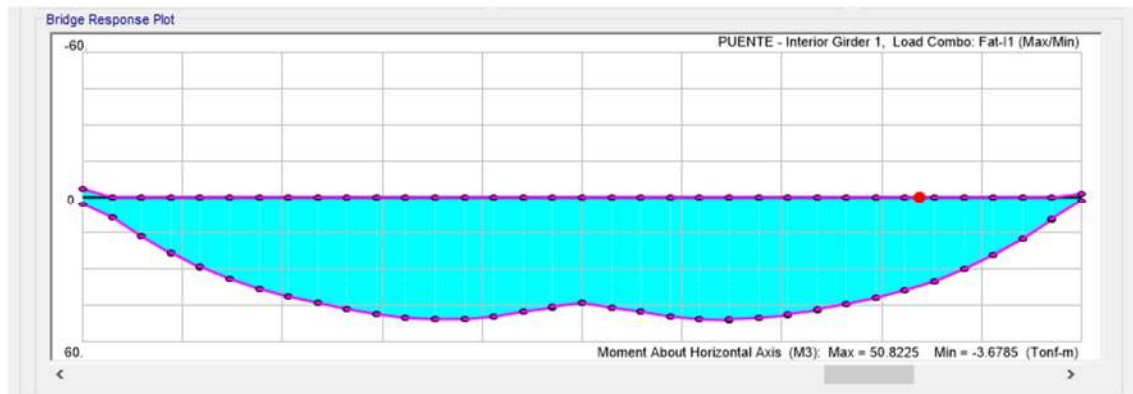
Nota.

La
tabla

representa las deflexiones máximas en la viga. Elaboración propia usando el programa CSiBridge.

Figura 28.

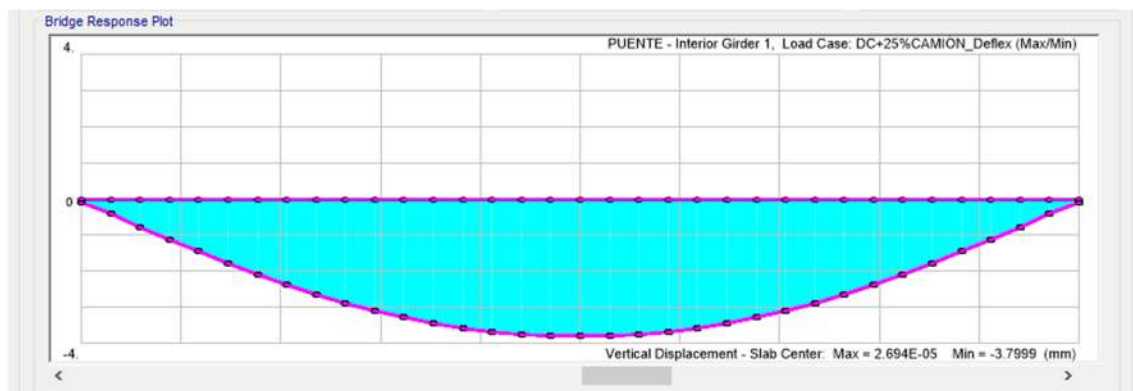
Deflexión por HL-93 sin carga de carril



Nota. La figura representa las deflexiones por el camión sin carga en la viga. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Figura 29.

Deflexión por DC+25% HL-93

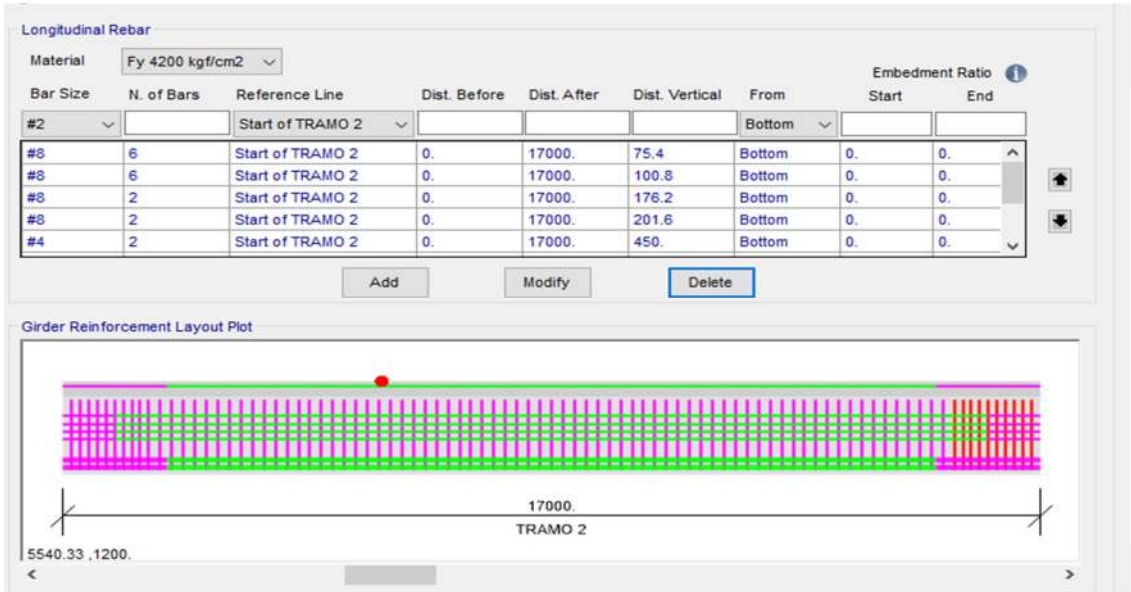


Nota. La figura representa las deflexiones por el camión con peso muerto. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Para la verificación se agregan 16 varillas número 8 según cálculo manual.

Figura 30.

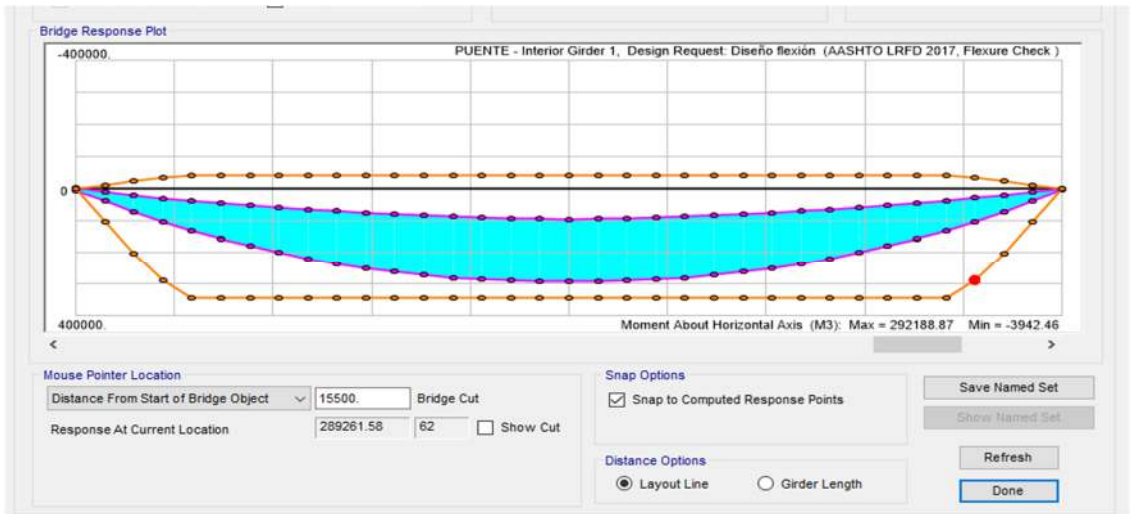
Integración de acero longitudinal



Nota. La figura representa la integración del acero longitudinal. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Figura 31.

Verificación de momentos

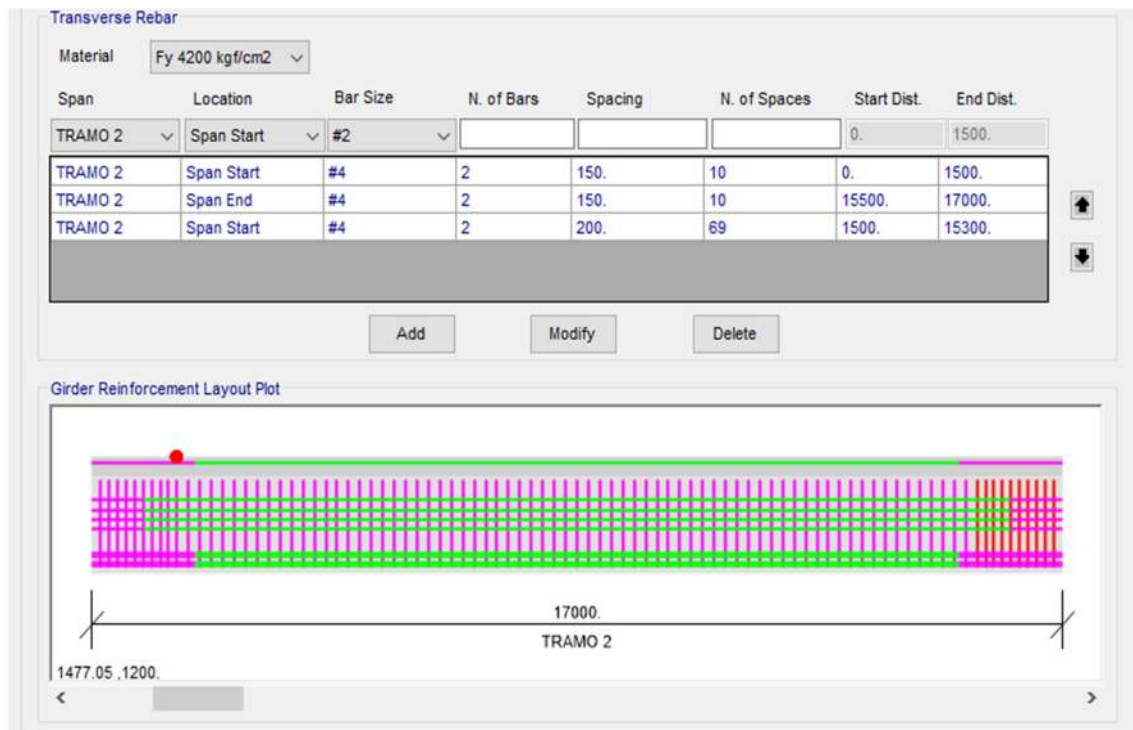


Nota. La figura representa la verificación de momentos. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Según la ilustración anterior, indica que cumple con el acero longitudinal propuesto para cubrir los momentos flectores.

Figura 32.

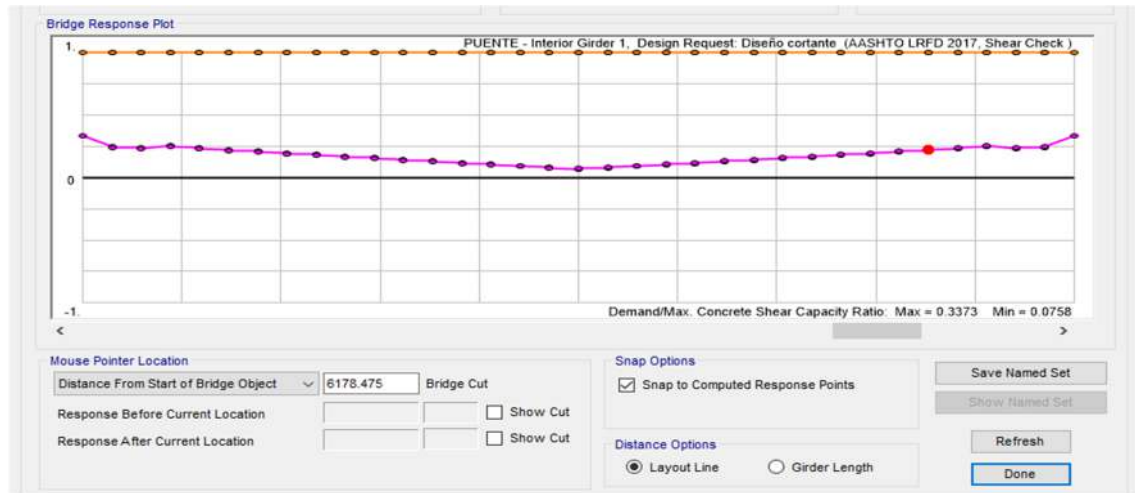
Integración de acero por corte



Nota. La figura representa la integración de acero por corte. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

Figura 33.

Verificación de cortante



Nota, La figura representa la verificación de cortante. Elaboración propia, usando el programa CSiBridge.

4.15. Medidas de mitigación

Para la construcción del puente vehicular de 50 m de longitud con 3 luces de un lado central de 17 m y los extremos de 16.5 m, es necesario considerar el impacto ambiental generado en el lugar a construir.

- Aspectos ambientales para considerar:
 - Desechos sólidos
 - Ruido y polvo
 - Erosión producida por cortes
 - Alteración de fauna
 - Tala de árboles durante la construcción

- Medidas de mitigación

- Se instalarán baños móviles, para la reducción de desechos sólidos generados por los trabajadores.
- Se colocará señalización y protección para los peatones. Así mismo, se verificará el mantenimiento periódico de la maquinaria a utilizar para minimizar el ruido y humo producidos.
- Las actividades de ejecución serán durante el día para evitar interrumpir el descanso de vecinos cercanos.
- El puente no afectará la fauna por ser construido de manera transversal; solo será visible de por medio a la naturaleza.
- Se debe realizar reforestación como compensación a la tala de árboles. El lugar será indicado por el ministerio de medio ambiente.
- Las personas que sean parte de la construcción deberán utilizar el equipo adecuado en todo momento para evitar algún riesgo o lesión; dígase casco, botas, guantes y arneses al realizar armadura.

5. ELABORACIÓN DE PRESUPUESTO Y PLANOS

5.1. Presupuesto

En todo proyecto es necesario tener presente el costo total que tendrá, y permite tener una visión amplia de los costos para poder minimizar costos de operaciones y optimizar los recursos.

5.2. Integración de precios unitarios

La integración de precios unitarios brinda un informe detallado de todos los gastos e insumos que son necesarios realizar. Se tienen tres categorías principales, las cuales son los materiales de construcción, la maquinaria y equipo y mano de obra; conociendo todos estos parámetros se podrá tener un control adecuado de los costos de operación y con ello maximizar las ganancias.

5.3. Resumen de presupuesto

Para todo proyecto de ingeniería civil, es fundamental contar con el resumen del presupuesto total de la obra de manera resumida. Permite visualizar de inmediato los renglones de trabajo a ejecutar, y el precio de cada uno de ellos, para tener presente el precio total del proyecto para la toma de decisiones correctas.

CONCLUSIONES

1. Al determinar las necesidades existentes, se plantea la realización de un puente vehicular, el cual brindará beneficios económicos y de acceso a la comunidad, con una implementación de dos carriles para una mejora de fluidez vehicular y la seguridad de los comerciantes.
2. Se determinan las características mecánicas del suelo por medio del estudio de valor soporte y análisis granulométrico del suelo. Contribuyendo al diseño para la correcta cimentación de los elementos estructurales.
3. Según la longitud del puente, se considera un puente tipo viga losa de concreto armado, el cual está dividido en tres luces de tramos continuos simplemente apoyados. El peso se distribuye por medio de estribos y pilares intermedios hacia el suelo.
4. Los parámetros establecidos son en base a las normas indicadas en AASHTO LRFD 2020 y así mismo las normas nacionales de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES).

RECOMENDACIONES

1. Verificar la calidad de materiales a utilizar con el fin de cumplir con los requisitos mínimos descritos en las especificaciones técnicas y las normas COGUANOR. Con el fin de garantizar la resistencia mínima de acuerdo con el diseño de cada elemento estructural.
2. Realizar la correcta supervisión de mano de obra calificada y no calificada, asegurando la vida útil del proyecto para el cual está siendo diseñado.
3. Implementar las medidas de seguridad durante la ejecución del proyecto para evitar accidentes en los trabajadores o vecinos de la comunidad.
4. Considerar las especificaciones técnicas y planos de construcción donde se indican medidas y proporciones favoreciendo los procesos constructivos.
5. Durante la época de invierno realizar el replanteo del diseño del puente vehicular por erosión y transporte de materiales que puedan modificar la topografía del lugar.

REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO (s.f). *Bridge Design Specifications for Highway Bridge, Washington, D.C.* Washington, D.C. [Especificaciones de diseño del Puente para el Puente de la autopista, Washington, D.C.] (s.f). AASHTO.
- Fernández, J. (2021). *Diseño de Puente Vehicular sobre el Río Negro, Cantón San Antonio y Diseño de Muro de Contención para Colonia la Navideña, San Andrés Itzapa, Chimaltenango* [Tesis de pregrado, Universidad de San Carlos de Guatemala] Archivo digital. <http://www.repositorio.usac.edu.gt/16706/1/Juan%20Carlos%20Fern%C3%A1ndez%20V%C3%A1squez.pdf>
- Institute, A. (2014). *Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural (ACI 318RS-14)*. U.S.A: Country Club Drive.
- Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán. (2009). *Diagnóstico Rural Participativo*. San Marcos: Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán.
- Municipalidad de San Miguel Ixtahuacán, S. M. (2018). *Plan de Desarrollo Municipal y Ordenamiento Territorial -PDM OT- 2018-2032*. San Miguel Ixtahuacán, San Marcos.
- Serquén, M. (2012). *Puentes Con AASHTO LRFD 2010*. Perú: Quinta Edición.

Sismica, A. (2018). *Puentes de Tamaño y Altura Limitados. Zona 15, Ciudad de Guatemala: Proyecto desarrollado por AGIES por medio de la dirección de comites técnicos.* AGIES.

Velásquez, I. (2000). *Puente análisis, diseño y construcción.* Bolivia.