



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

**Diseño de dos puentes vehiculares para el Caserío Pancá y el
Paraje Paxamaramac del municipio de Momostenango,
departamento de Totonicapán**

Adolfo Estanislao Itzep Xiloj
Asesorado por Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, agosto de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES PARA EL CASERÍO
PANCÁ Y EL PARAJE PAXAMARAMAC DEL MUNICIPIO DE
MOMOSTENANGO, DEPARTAMENTO DE TOTONICAPÁN**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ADOLFO ESTANISLAO ITZEP XILOJ
ASESORADO POR ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL II	Lic. Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br. Elisa Yazminda Videz Leiva
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Inga. Christa Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
SECRETARIO	Ing. Pedro Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE DOS PUENTES VEHICULARES PARA EL CASERÍO
PANCÁ Y EL PARAJE PAXAMARAMAC DEL MUNICIPIO DE
MOMOSTENANGO, DEPARTAMENTO DE TOTONICAPÁN**

Tema que fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 22 de agosto de 2003

Adolfo Estanislao Itzep Xiloj

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad de San Carlos de Guatemala

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala

Al Ing. Juan Merck Cos

Por compartir sus conocimientos durante la asesoría del presente
trabajo de graduación

DEDICATORIA

A DIOS

Por darme fortaleza y sabiduría, para culminar mi carrera

A MIS PADRES

Aparicio Itzep y Berta Hercilia de Itzep, (Q.E.P.D)
que desde el cielo me derramaron bendiciones y me iluminaron el
camino correcto

A MIS HERMANOS

Leonel, Isabel y Edgar
gracias por el apoyo brindado durante toda mi vida estudiantil

A MIS SOBRINOS

David, Edvin, Leonardo, Fernando y Eduardo
gracias por su cariño y que mi triunfo sea un ejemplo, para que
sigan adelante

AGRADECIMIENTO ESPECIAL

A David y Sonia
que Dios los bendiga por todo el apoyo dado

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	VII
RESUMEN	XI
OBJETIVOS	XIII
INTRODUCCIÓN	XV

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE MOMOSTENANGO

1.1. Ubicación y localización.....	1
1.2. Extensión territorial.....	2
1.3. Límites y colindancias.....	2
1.4. Clima.....	2
1.5. Población e idioma.....	3
1.6. Suelos y topografía.....	3
1.7. Vías de acceso.....	3
1.8. Servicios públicos.....	3
1.9. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura de los lugares en estudio.....	4
1.9.1. Caserío Pancá.....	4
1.9.2. Paraje Paxamaramac.....	5
1.9.3. Priorización.....	6

2. DISEÑO DE LOS PUENTES VEHICULARES UBICADOS EN EL CASERÍO PANCÁ Y EL PARAJE PAXAMARAMAC

2.1.	Descripción de los proyectos.....	7
2.1.1.	Puente vehicular Caserío Pancá.....	9
2.1.2.	Puente vehicular Paraje Paxamaramac.....	10
2.2.	Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa.....	10
2.3.	Estudios preliminares, metodología empleada, resultados obtenidos para el diseño de los puentes vehiculares del Caserío Pancá y el Paraje Paxamaramac.....	12
2.3.1.	Levantamiento topográfico.....	12
2.3.2.	Evaluación de la calidad del suelo.....	15
2.3.3.	Cálculo de caudales máximos.....	16
2.4.	Diseño del puente vehicular del Caserío Pancá.....	20
2.4.1.	Datos y especificaciones.....	20
2.4.2.	Diseño de la superestructura.....	21
2.4.2.1.	Diseño de la losa.....	21
2.4.2.1.1.	Cálculo del peralte.....	22
2.4.2.1.2.	Cálculo de momentos.....	23
2.4.2.1.3.	Cálculo del refuerzo.....	25
2.4.2.2.	Diseño de vigas.....	28
2.4.2.2.1.	Cálculo de peralte y base.....	29
2.4.2.2.2.	Cálculo de momento.....	33
2.4.2.2.3.	Cálculo del refuerzo.....	33
2.4.2.2.3.	Diseño a corte.....	36
2.4.2.3.	Diseño de diafragmas.....	38

2.4.2.3.1.	Diseño de diafragma interior.....	39
2.4.2.3.2.	Diseño de diafragma exterior.....	40
2.4.3.	Diseño de la subestructura.....	41
2.4.3.1.	Diseño de la cortina.....	41
2.4.3.2.	Diseño de la viga de apoyo.....	47
2.4.3.2.	Diseño del ala.....	48
2.4.3.4.	Diseño del estibo de concreto ciclópeo.....	49
2.4.4.	Diseño del barandal.....	55
2.4.5.	Elaboración de los planos.....	56
2.4.6.	Elaboración del presupuesto.....	57
2.5.	Diseño del puente vehicular del Paraje Paxamaramac.....	58
2.5.1.	Datos y especificaciones.....	58
2.5.2.	Diseño de la superestructura.....	58
2.5.2.1.	Diseño de la losa.....	58
2.5.2.1.1.	Cálculo del peralte.....	58
2.5.2.1.2.	Cálculo de momentos.....	60
2.5.2.1.3.	Cálculo del refuerzo.....	61
2.5.2.2.	Diseño de vigas.....	63
2.5.2.2.1.	Cálculo del peralte y la base.....	63
2.5.2.2.2.	Diseño de viga intermedia.....	67
2.5.2.2.2.1.	Cálculo de momentos.....	67
2.5.2.2.2.2.	Cálculo del refuerzo.....	67
2.5.2.2.2.3.	Diseño a corte.....	69
2.5.2.2.3.	Diseño de la viga exterior.....	71
2.5.2.2.3.1.	Cálculo de momentos.....	71
2.5.2.2.3.2.	Cálculo del refuerzo.....	71
2.5.2.2.3.3.	Diseño a corte.....	73
2.5.2.3.	Diseño de diafragmas.....	75
2.5.2.3.1.	Diseño de diafragma interior.....	75

2.5.2.3.2. Diseño de diafragma exterior.....	76
2.5.3. Diseño de la subestructura.....	77
2.5.3.1. Diseño de la cortina.....	77
2.5.3.2. Diseño de la viga de apoyo.....	81
2.5.3.3. Diseño del ala.....	81
2.5.4. Diseño del barandal.....	87
2.5.5. Elaboración de los planos.....	89
2.5.6. Elaboración del presupuesto.....	90
CONCLUSIONES.....	91
RECOMENDACIONES.....	93
BIBLIOGRAFÍA.....	95
ANEXOS.....	97

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ubicación del puente del Caserío Pancá	14
2.	Ubicación del puente del Paraje Paxamaramac	15
3.	Sección de Río La Travesía, Caserío Pancá	19
4.	Sección de Río Jomaquiej, Paraje Paxamaramac	20
5.	Geometría de superestructura	21
6.	Diagrama de momentos	23
7.	Franja de diseño de la losa	26
8.	Esquema final del armado de losa	27
9.	Detalle del drenaje	28
10.	Sección transversal de la superestructura	28
11.	Posición crítica del camión para producir momento máximo	31
12.	Diagrama de cuerpo libre de carga viva	32
13.	Diagrama de cuerpo libre de carga muerta	33
14.	Armado final de la viga de la superestructura	35
15.	Diagrama de cuerpo libre de carga muerta para corte de viga	36
16.	Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga	37
17.	Geometría y refuerzo de diafragma interior	40
18.	Geometría y refuerzo de diafragma exterior	41
19.	Geometría de la cortina y viga de apoyo	42
20.	Diagrama de presiones	42
21.	Diagrama de empuje	43
22.	Fuerza longitudinal	44
23.	Armado de cortina y viga de apoyo	48

24.	Geometría y diagrama de presiones del estribo	49
25.	Carga de diseño para postes	55
26.	Detalle lateral del armado de poste	56
27.	Dimensionamiento de la superestructura	58
28.	Franja del diseño de la losa	59
29.	Diagrama de momentos	60
30.	Esquema final del armado de losa	62
31.	Detalle de drenaje	62
32.	Sección transversal de la superestructura	66
33.	Posición crítica del camión para producir momento máximo	65
34.	Diagrama de cuerpo libre por carga viva	66
35.	Diagrama de cuerpo libre de carga muerta	67
36.	Armado final de la viga interior	68
37.	Diagrama de cuerpo libre carga muerta para viga interior	69
38.	Diagrama de cuerpo libre de carga viva para viga interior	69
39.	Diagrama de cuerpo libre por carga muerta	71
40.	Armado final de la viga exterior	72
41.	Diagrama cuerpo libre carga muerta para corte viga exterior	73
42.	Diagrama de cuerpo libre carga viva para corte viga exterior	73
43.	Geometría y refuerzo del diafragma interior	75
44.	Geometría y refuerzo del diafragma exterior	76
45.	Dimensionamiento de cortina y viga de apoyo	77
46.	Sobrecarga del suelo	77
47.	Diagrama de empuje	78
48.	Fuerza longitudinal	78
49.	Armado final de viga de apoyo y cortina	81
50.	Geometría y diagrama de presiones de los estribos	82
51.	Carga de diseño para postes	88
52.	Detalle lateral de armado de poste	89

53.	Sección longitudinal y transversal del puente	99
54.	Dimensionamiento de la superestructura	100
55.	Armado y refuerzo de la superestructura	101
56.	Armado y refuerzo de las vigas	102
57.	Sección longitudinal y transversal del puente	103
58.	Dimensionamiento de la superestructura	104
59.	Armado y refuerzo de la superestructura	105
60.	Armado y refuerzo de la superestructura	106

TABLAS

I.	Momento de volteo	50
II.	Momento estabilizante	50
III.	Momento de volteo en el sentido horizontal	53
IV.	Costo matemático total del proyecto	57
V.	Momento de volteo	83
VI.	Momento estabilizante	83
VII.	Momento de volteo en el sentido horizontal	86
VIII.	Costo matemático total del proyecto	90

GLOSARIO

AASHTO	Siglas de la American Association State Highway and Transportation Officials
Aceras	Elementos que se construyen en el puente para el tráfico peatonal, por lo que deben dar seguridad y comodidad al usuario. Existen de diferentes materiales; entre los más usados están: concreto armado, acero, madera o una combinación de éstos.
Ala	Es el muro lateral a los estribos, diseñado y construido como muro de protección de los rellenos y para el encauzamiento del agua.
Aproche	Viene del inglés <i>approach</i> (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan a la carretera con el puente.
Barandales	Se construye en los bordes de las aceras, para dar seguridad al usuario, y su construcción varía dependiendo del material a usar.
Bombeo	Es la pendiente transversal que se le da al piso de los puentes para permitir que drenen las aguas superficiales.

Bordillos	Son componentes del puente o carretera que sirven para dividir carriles o proteger elementos, y se basan en la diferencia de altura con respecto al nivel del paso del tráfico vehicular.
Diafragmas	Miembros rígidos empotrados en miembros elásticos, como las vigas; se deben colocar para darle rigidez a la superestructura en el sentido transversal.
Estiaje	Término hidrológico que se refiere al río cuando éste se encuentra en su nivel mínimo.
Estribos	Elementos que soportan los extremos de un tramo simple o de un superestructura de varios tramos. Además, retiene el relleno del terraplén de acceso. Su diseño puede ser de marco rígido, muro en voladizo, muro de gravedad, columna única, pilote, etc.
Esviaje	Si la carretera no queda perpendicular al estribo, se dice que el puente tiene esviaje.
Gaviones	Canastas fabricadas con alambre galvanizado, las cuales se llenan con piedra de canto rodado de regular tamaño y se amarran entre sí para formar muros que, a la vez de encauzar la cuenca de los ríos, protegen contra las socavaciones laterales del mismo y la subestructura del puente.

Losa	Elemento estructural que descansa sobre la superestructura y está construida por elementos estructurales, capa de desgaste, aceras, bordillos y barandales.
Luz	Distancia horizontal interna, entre dos estribos, entre estribo y pila o entre dos pilas.
Neopreno	Material aislante, que permite absorber el impacto de movimientos horizontales y rotacionales. Su componente básico es caucho sintético y es apropiado para la mayoría de climas.
Puentes	Estructuras mayores de seis metros, construidos para salvar depresiones del terreno.
Socavación	Fenómeno natural causado por la acción erosiva del agua, que arranca y acarrea material del lecho y de las bancas de un río y es una de las principales causas de falla de los puentes, especialmente durante épocas de creciente.
Viga	Elemento estructural que se coloca paralelamente a la línea central del puente. Se asienta en los apoyos de la subestructura y recibe la carga de la losa.

RESUMEN

El Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S) se desarrolló en el municipio de Momostenango, departamento de Totonicapán, especialmente en el Caserío Pancá y el Paraje Paxamaramac.

El informe que a continuación se presenta está formado de dos capítulos. En el primero se presenta la monografía del municipio de Momostenango, y en el segundo se da a conocer la forma como se diseñaron los puentes vehiculares del Caserío Pancá y del Paraje Paxamaramac.

El diseño de ambos puentes se realizó con base en las siguientes características: luz de 13.00 y 14.00 m para cada uno, respectivamente, el primero de 1 carril y el segundo de dos carriles. La carga viva de diseño es de H15-44, con superestructuras de concreto armado y subestructuras de concreto ciclópeo; para los análisis se utilizaron las normas AASHTO y ACI.

El diseño de los puentes vehiculares se realizó de acuerdo con condiciones topográficas, hidráulicas y económicas, para hacer de ello proyectos factibles.

El informe también contiene presupuestos y planos para los dos proyectos.

OBJETIVOS

General

- Diseñar los puentes vehiculares para el Caserío Pancá y el Paraje Paxamaramac, del municipio de Momostenango, Departamento de Totonicapán.

Específicos

- Realizar un diagnóstico de las prioridades en cuanto a servicios básicos e infraestructura de las comunidades.
- Desarrollar una investigación monográfica del municipio de Momostenango.
- Diseñar los puentes con base en normas AASHTO, ACI y especificaciones de la Dirección General de Caminos, para que las estructuras logren resistencia, rigidez, durabilidad y estabilidad durante su vida útil.

INTRODUCCIÓN

El siguiente trabajo de graduación, titulado “Diseño de dos puentes vehiculares para el Caserío Pancá y el Paraje Paxamaramac del municipio de Momostenango Departamento de Totonicapán” , describe la forma como se diseñan las superestructuras de concreto reforzado simplemente apoyadas y las subestructuras de concreto ciclópeo.

Las superestructuras están formadas por vigas, diafragmas, acera, barandales, losa de rodadura; y la subestructura por estribos y alas. Para el diseño de estos elementos estructurales, de acuerdo a la AASHTO, se utilizó una carga viva de H15-44, en donde H es la forma del camión de dos ejes, 15 es el peso en toneladas inglesas y 44 es el año en el cual se hizo la especificación (1944).

También se presenta la monografía del Municipio de Momostenango, sus servicios públicos, y un diagnóstico sobre las necesidades de infraestructura.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE MOMOSTENANGO

1.1. Ubicación y localización

Momostenango es uno de los Municipios del Departamento de Totonicapán, ubicado a 208 kilómetros de la ciudad de Guatemala y 32 kilómetros de la cabecera departamental. La población urbana es 14424 habitantes, y la rural de 104192 habitantes, haciendo un total de 118616 habitantes. Entre las las principales actividades económicas se encuentran:

Producción agrícola. Los cultivos más importantes en el municipio son el maíz, el trigo y el frijol, así como numerosas hortalizas y frutas, entre las que se encuentran: papa, repollo, coliflor, arveja china, zanahoria, cebolla , tomate, chile, aguacate, durazno, manzana y ciruela. En algunas comunidades se reportan productos de climas semicálidos, como café, naranja, limón, caña de azúcar y yuca. Los productos son generalmente comercializados por los mismos propietarios en el mercado de la cabecera municipal y en otros mercados locales, así como fuera del municipio.

Producción pecuaria. En la mayor parte de las comunidades se reporta la crianza de animales, especialmente porcinos y aves de corral, los cuales se destinan al consumo familiar y a la venta en la cabecera municipal.

Producción artesanal. La principal actividad artesanal de Momostenango es la fabricación de frazadas o ponchos de lana. Además de la cabecera municipal, las comunidades en donde reside el mayor número de artesanos

son: Los Cipreses, Tierra Colorada, Santa Ana, Xequemeyá. También se fabrican escobas y petates de pajón, cepillos de raíz, pitas y fajas tejidas.

Comercios y servicios. El comercio es la actividad más importante de Momostenango, estimándose que alrededor de un 50% de los habitantes se dedican parcial o totalmente a esta actividad, tanto dentro como fuera del municipio. El comercio hacia fuera se realiza en todos los lugares de la república.

1.2. Extensión territorial

La extensión territorial es de 305 kilómetros cuadrados, con una altitud de 2204.46 metros sobre el nivel del mar, una latitud de 15°02'40" y una longitud de 91°24'30".

1.3. Límites y colindancias

Al norte: con San Carlos Sija (Quetzaltenango), San Bartolo Aguas Calientes y Santa Lucía La Reforma. Al sur: con Tonicapán (cabecera) y San Francisco El Alto. Al este: con San Antonio Ilotenango (Quiché), Santa María Chiquimula y Santa Lucía La Reforma. Al oeste: con San Carlos Sija (Quetzaltenango).

1.4. Clima

El clima predominante es frío, el cual se vuelve más intenso durante los meses de noviembre a febrero. La temperatura media anual es de 15°C; la región es muy lluviosa y el ambiente mantiene una humedad relativamente alta.

1.5. Población e idioma

Según el último censo realizado, la población asciende a un total de 118616 habitantes, cuyo mayor porcentaje se encuentra en las áreas rurales. El idioma que predomina es el quiché y en el área urbana, el castellano.

1.6. Suelo y topografía

Los suelos son de textura franco a franco arcillosa, ligeramente ácidos y con un espesor de 25 a 50 cm , de color café rojizo oscuro. Las especies de árboles más comunes son el pino, el ciprés y el encino.

1.7. Vías de acceso

La cabecera municipal tiene tres posibilidades de acceso: en el kilómetro 204 de la Carretera Interamericana está el primero conocido como ruta de Santa Ana, con una distancia de 14 kilómetros. En el kilómetro 203 de la misma carretera está el segundo, conocido como vía Rancho de Teja, con una distancia de 12 kilómetros. Desde la población de San Francisco El Alto está el tercero, con una distancia de 14 kilómetros, cuyo asfalto se encuentra en buenas condiciones. Las aldeas, caseríos y parajes tienen acceso por las tres opciones antes mencionadas, con caminos de terracería que los comunica con la cabecera municipal.

1.8. Servicios públicos

Salud: los servicios estatales de salud están a cargo de 2 centros de salud tipo “B” , ubicados en la cabecera municipal y en San Vicente Buenabaj; y 6

puestos de salud situados en Pueblo Viejo, Pologua, Tzanjón, Pitzal, Xequemeyá, y Chinimabé.

Educación: debido al tamaño del municipio, existen dos distritos, uno ubicado en el denominado Paraje Pologuá, perteneciente a la aldea San Antonio Pasajoc y el otro en la cabecera municipal. Existen 57 establecimientos educativos para el nivel preprimario; para el nivel primario el número de establecimientos es de 74; para el nivel básico hay 7 establecimientos. Actualmente el número de establecimientos privados para el diversificado es de 5.

Energía eléctrica: de todas las viviendas que hay en el municipio el 70% dispone de dicho servicio. La cabecera municipal cuenta con servicio de alumbrado público.

Agua potable: actualmente el 60% de la población cuenta con servicio mientras que el resto de los habitantes se abastecen de pozos artesianos y ríos.

Drenajes y letrización: el área urbana de la cabecera municipal cuenta con el servicio de alcantarillado combinado , mientras el área rural hace uso de letrinas.

1.9. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura de los lugares en estudio

Los problemas más urgentes que las comunidades necesitan se exponen en seguida.

1.9.1. Caserío Pancá

Construcción de puesto de salud. Actualmente la cobertura de salud para las comunidades en mención está por debajo de los estándares normales de atención. Únicamente se cuentan con un puesto de salud tipo B. Es notorio que la mortalidad es ocasionada por enfermedades de tipo gastrointestinal y respiratorio, por lo que es prioridad construir puestos de salud equipados con el personal respectivo.

Mejoramiento de caminos vecinales y construcción de puentes. De acuerdo a estudios realizados, se encontró que el 75 % de las carreteras de terracería se encuentran en un estado pésimo, así que la mayoría de aldeas y caseríos no cuentan con caminos de acceso, por lo que es necesaria la construcción de las mismas. Cuando se está en estas condiciones los pobladores salen perjudicados, limitándolos a dirigirse al casco urbano para utilizar los servicios públicos.

1.9.2. Paraje Paxamaramac

Agua potable. Se estimó que el 80% de las viviendas del Paraje Paxamaramac cuentan con el servicio de agua potable conectada directamente a los hogares. Aunque la cobertura del servicio es alta, el servicio tiene dificultades debido a la sobrepoblación, por lo cual cada día la demanda es mayor. Así pues es necesaria, la compra de nacimientos de agua para poder incrementar el caudal y así cubrir el resto de viviendas que carecen de tan importante servicio.

El servicio irregular tiene repercusiones en la salud y el saneamiento ambiental en toda la comunidad, afectando principalmente a la población infantil con enfermedades parasitarias, que son la principal causa de mortalidad.

Construcción de escuelas. Debido a que la educación es la base fundamental para el desarrollo de la comunidad, es importante que los niños tengan edificios escolares equipados con su respectivo personal.

1.9.3. Priorización

De acuerdo con todos los proyectos priorizados en varias comunidades del municipio, la corporación municipal eligió la construcción de los dos puentes vehiculares porque se consideró que es importante que el Caserío Pancá y el Paraje Paxamaramac se integren al desarrollo social, económico; y esto se logrará cuando cuenten con tan importantes obras que les permitirá transportar sus productos interior y exteriormente.

2. DISEÑO DE LOS PUENTES VEHICULARES UBICADOS EN EL CASERÍO PANCÁ Y EL PARAJE PAXAMARAMAC

2.1. Descripción de los proyectos

Los puentes vehiculares serán de concreto armado y estarán compuestos por las partes siguientes:

- subestructura
- superestructura
- aproches y obras de protección

Subestructura. Se define como el conjunto de elementos estructurales diseñados para transmitir las cargas al suelo, para darle estabilidad a toda la estructura, la subestructura se compone de los siguientes elementos:

cortina
viga de apoyo
estribo de concreto ciclópeo

Estos elementos se diseñan para soportar los empujes de tierra, carga muerta, carga viva, carga de pista, carga de sismo. La integración de estas cargas da como resultado los parámetros para el diseño de estos elementos; para el diseño de la subestructura fue necesario realizar una evaluación del suelo, la cual consistió en extraer una muestra, para conocer su valor soporte.

Superestructura. Conjunto de elementos estructurales que se diseñan para soportar directamente las cargas que se aplican al mismo. La superestructura de un puente es la unidad que cubre la luz que transporta vehículos, camiones, buses, personas, etc, de un punto a otro.

La superestructura se compone de los siguientes elementos:

- losa
- voladizo
- mordiente
- diafragmas
- pasamanos y postes
- vigas
- tope

Estos elementos se diseñan para soportar cargas críticas, como carga viva, carga muerta, carga de impacto y carga de frenado. La integración de estas cargas da como resultado el diseño eficiente de cada uno de los elementos antes mencionados. La superestructura está diseñada, para una carga de H15-44 en ambas vías, con aceras, postes, barandales para proteger al peatón en el puente.

Aproches y obras de protección. Los aproches de los puentes son unidades que sirven para conectar la carretera al puente. Generalmente, los aproches son rellenos para alcanzar la rasante deseada. En este proyecto, los aproches son dos rampas que forman un volumen para poder alcanzar la rasante sobre la superficie de rodadura del puente.

En el diseño de esta obra, como en la mayoría de proyectos de puentes, es necesaria la incorporación de obras de protección, con el fin de proteger las bases del puente y evitar la socavación de las mismas, así como el colapso de la estructura. Estas obras de protección consisten, básicamente, en muros de gaviones que protegen los taludes, de la erosión y de los deslaves del terreno que rodean la base del puente.

Los muros de gaviones son grandes masas pesadas que funcionan estáticamente como muros de gravedad. A la vez son dinámicos porque se deforman a manera de acomodarse a los esfuerzos a que son sometidos, lo cual permite dar una mejor protección a los taludes.

2.1.1. Puente vehicular, Caserío Pancá

El proyecto se encuentra a una distancia de 19 kilómetros de la cabecera municipal, sobre la ruta que conduce de Momostenango a Santa Lucía La Reforma; tiene como fin primordial cruzar el Río La Travesía, beneficiando a las comunidades de: Paraje Xocruz, Paraje Xepulajá, Paraje Chicorral, Caserío Canquixajá, Caserío San José Siguilá, Aldea San Luis, Paraje Cabricán, con una población de 3160 habitantes. Estas comunidades mantienen su economía con el cultivo de frijol, maíz, camote, yuca, naranja, caña de azúcar, durazno; productos que es necesario transportar hacia el interior. Por tal razón, resulta de importancia realizar la construcción del puente vehicular para contrarrestar todo tipo de problema de índole natural o social.

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto armado, de un carril, de 13.70 m de longitud por 4.06 m de ancho.

2.1.2. Puente vehicular, Paraje Paxamaramac

El proyecto se encuentra a una distancia de 21 kilómetros de la cabecera municipal, sobre la ruta que conduce de Momostenango a Xepón; tiene como fin primordial cruzar el Río Jomaquiej, beneficiando a las comunidades de: Chipologua, Paxuculoj, Paxiquinchaj, Choquí o San Bartólo, Paxajtup, Nimsituj, Patulup, con una población de 2270 habitantes. Estas comunidades tienen su potencial en la agricultura; cosechan durazno, caña de azúcar, naranja, maíz, frijol, productos que necesitan trasladarse al centro de la población para su distribución y, así, generar ingresos para el sostenimiento económico de las comunidades.

El proyecto consiste en el diseño y construcción de un puente vehicular, de 2 carriles, de 14 m de longitud por 8.20 m de ancho.

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

Diseño. Para el diseño de puentes, se utilizan las normas “Standard Specifications Highway Bridges” de la American Association of State Highway, and Transportation Officials (AASHTO).

Carga viva. Para el diseño de los dos puentes vehiculares se usó la carga viva de diseño AASHTO H15-44.

Recubrimientos. AASHTO 8.22. Se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cm para cimientos y muros, 5 cm para losas arriba (cama superior) y 2.5 cm abajo (cama inferior), 5 cm para columnas y vigas.

Longitud de desarrollo. AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requiere por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz $L/20$.

Traslapes. AASHTO 8.25. DGC 509.080. Se calcula con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11 o mayores, de tal modo que desarrollen un 125% de la resistencia nominal F_y de la barra, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea. Deberán colocarse alternos cada 60 cm.

Ganchos. AASHTO 8.23.2.2. DGC 509. Los dobleces deberán ser hechos en frío y con un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados; y cuando se trata de 90 grados, 12 diámetros.

Para la superestructura se deben tomar en cuenta estos requisitos:

- La acera y el barandal deben construirse posteriormente a la deflexión libre de las vigas.
- Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosivo de diferente color, exceptuando los pernos, que deben estar debidamente engrasados.

- Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme las normas establecidas en el manual de la American Welding Society y siguiendo el detalle de los planos.

Para la subestructura se deben tomar en cuenta estas exigencias:

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad de soporte establecida por el estudio de suelos.
- Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.
- No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, por lo que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.
- Así mismo deberá proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

2.3. Estudios preliminares, metodología empleada, resultados obtenidos, para el diseño de los puentes vehiculares del Caserío Pancá y el Paraje Paxamaramac

2.3.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico constituye uno de los elementos básicos para realizar el diseño de los dos puentes vehiculares, porque proporciona datos necesarios para la determinación de las partes constitutivas

del puente, permite conocer las sección del río. Para los dos proyectos se realizó una topografía de primer orden, aplicando el método de conservación de azimut y nivelación cerrada.

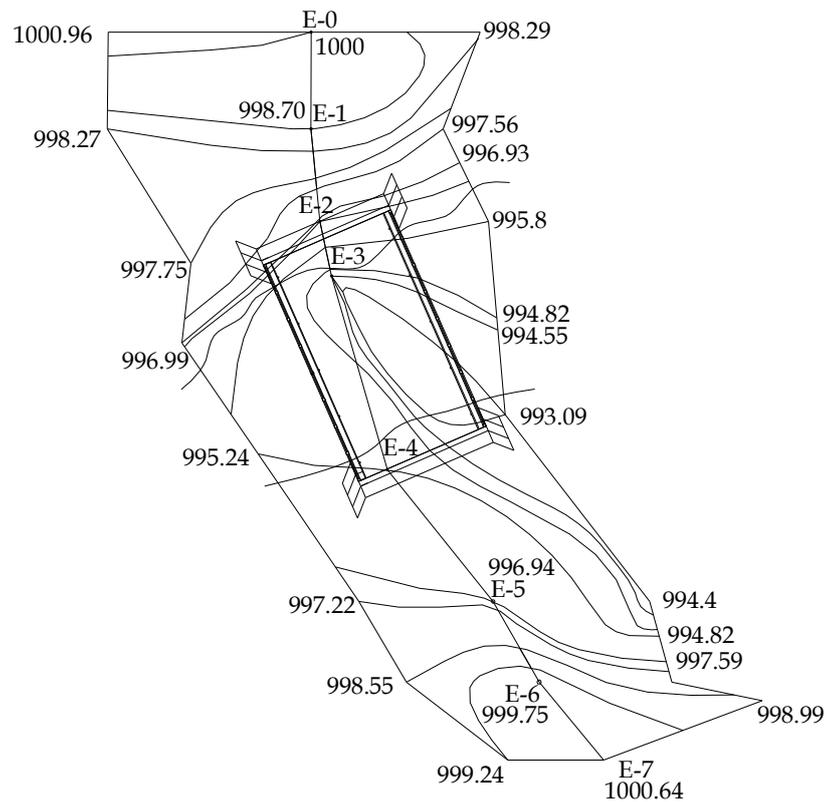
El equipo utilizado fue el siguiente:

- 1 teodolito marca Sokkisha TM 20 HS Japan Serie D10132
- 1 Cinta métrica de 50 m
- 1 Estadal de 4 m
- 1 Juego de estacas
- 2 plomadas

Del levantamiento se realizaron los siguientes planos:

- | | |
|----------------------------------|-------------------|
| Plano de curvas de nivel | Ver figuras 1 y 2 |
| Plano de secciones transversales | Ver anexos |

Figura 2. Ubicación de puente del Paraje Paxamaramac



2.3.2. Evaluación de la calidad del suelo

La exploración del suelo que ha de ir bajo una estructura, debe realizarse hasta una profundidad suficiente que permita revelar toda la información necesaria para plantear, desarrollar y construir una estructura segura.

Antes de elegir el lugar donde una estructura se ubicará, es importante investigar las condiciones existentes, las características de la superficie del terreno y las del subsuelo. Mediante la observación directa y recabando información entre los habitantes, puede obtenerse una idea acerca de las condiciones del suelo del lugar.

Debido a las condiciones limitadas en las que se desarrolla la mayoría de proyectos en el área rural, fue posible efectuar observaciones directas a través de la perforación de dos pozos en el lugar donde se ubican los puentes. Se determinó que el estrato firme está entre 1.36 y 3.80 m para la colocación de la subestructura del puente vehicular del Caserío Pancá, 2.00 y 0.80 m para la colocación de la subestructura del puente vehicular del Paraje Paxamaramac. De las observaciones se concluyó que el suelo en el lugar es de tipo rocoso y con base en esto, se asumió un valor soporte de 25,000 kg/m², 30,000 kg/m² para los proyectos en estudio.

2.3.3. Cálculo de caudales máximos

El caudal de diseño constituye otro de los parámetros de gran importancia, conjuntamente con el estudio topográfico, para la determinación de la geometría de los elementos de la superestructura y la subestructura.

Existe gran cantidad de métodos para determinar los caudales, pero para el diseño de los dos puentes se utilizó el método sección-pendiente por las ventajas que ofrece.

2.3.3.1. Método sección-pendiente

Este método surgió de la necesidad de estimar crecidas de ríos donde prácticamente no se tienen datos suficientes para efectuar un cálculo de confianza, y donde se puede aplicar un buen margen de seguridad.

Para la predeterminación de crecidas por este método, se necesita definir la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, y esto se

logra siguiendo el procedimiento de: preguntar a los habitantes del lugar; buscar señales que han dejado grandes crecidas, buscar en archivos antiguos, etc.

Una vez determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área "A" de la sección de la corriente. En la misma forma como se hace en los aforos, para poder obtener el caudal máximo se utiliza la fórmula $Q = V \times A$. El valor de la velocidad "V" de la corriente se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

$$V = 1/n \times (R^{2/3} \times S^{1/2})$$

V = velocidad en m/seg

N = coeficiente de rugosidad

R = radio hidráulico = área/perímetro mojado

S = pendiente

Los datos básicos para poder determinar la crecida máxima por este método fueron: el área de la sección de la corriente y la pendiente, para cada uno de los puntos donde se diseñaron los puentes.

Cálculo de la pendiente. Para la determinación de la pendiente del terreno, en cada punto en estudio, se utilizaron una cinta métrica, 2 estacas y el teodolito. Con este se obtuvo el cambio de pendiente en tramos; para el proyecto del Caserío Pancá 24.78 m; y para el proyecto del Paraje Paxamaramac 17.11 m.

Puente vehicular Caserío Pancá

$$\Rightarrow \text{Pendiente} = S = 7.24 \%$$

Puente vehicular Paraje Paxamaramac

$$\Rightarrow \text{Pendiente} = S = 4.79 \%$$

Cálculo de área de la sección de la corriente. El valor del área "A" , de la sección de la corriente se averigua a partir de la altura máxima que se obtuvo buscando señales dejadas por grandes crecidas y preguntando a los habitantes del lugar.

Las áreas fueron obtenidas planimetrando las secciones transversales que se determinaron en el levantamiento topográfico, dando los siguientes resultados:

Área de la sección transversal, puente vehicular Caserío Pancá.

Altura de crecida = 1.75 m

Área de desalojo = 5.40 m²

Área de la sección transversal, puente vehicular Paraje Paxamaramac.

Altura de crecida = 3.40 m

Área de desalojo = 14.55 m²

Cálculo de caudales máximos. Para el cálculo de los caudales, se hace uso de un coeficiente de rugosidad, tomando en cuenta el tipo de terreno.

Cálculo del caudal máximo, puente Caserío Pancá:

Datos:

Área = 5.40 m²

Perímetro mojado = 7.28 m

Pendiente = 7.24%

Coeficiente de rugosidad = 0.20

Tipo de superficie = Río con rocas pequeñas y poca maleza

$$R = 5.40/7.28 = 0.75$$

$$V = (1/0.20) \times (0.75^{2/3} \times 0.072^{1/2}) \quad V = 1.11 \text{ m/s}^2$$

$$Q = V \times A \Rightarrow Q = 1.11 \times 5.40 \Rightarrow Q = 5.99 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cálculo del caudal máximo, puente vehicular Paraje Paxamaramac:

Datos:

$$\text{Area} = 14.55 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = 9.69 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente} = 4.79\%$$

$$\text{Coeficiente de rugosidad} = 0.25$$

Tipo de superficie = Río con rocas medianas y poca maleza

Cálculos :

$$R = 14.55/9.69 = 1.50$$

$$V = (1/0.25) \times (1.50^{2/3} \times 0.0479^{1/2}) \quad V = 1.15 \text{ m/s}^2$$

$$Q = V \times A \Rightarrow Q = 1.15 \times 14.55 \Rightarrow Q = 16.71 \text{ m}^3/\text{s}$$

Conociendo los caudales y la altura de crecidas máximas para los dos puentes vehiculares, se determinaron la altura y luz libre, para cada superestructura, como se puede apreciar en las figuras 3 y 4.

Figura 3. Sección de Río La Travesía, Caserío Pancá

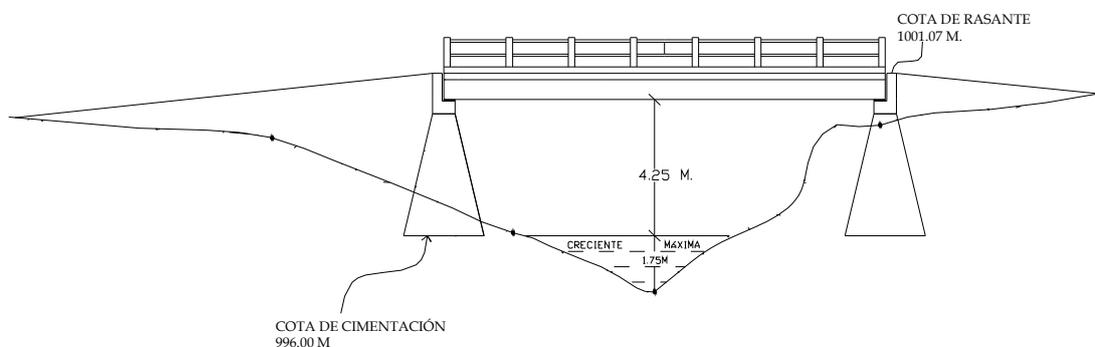
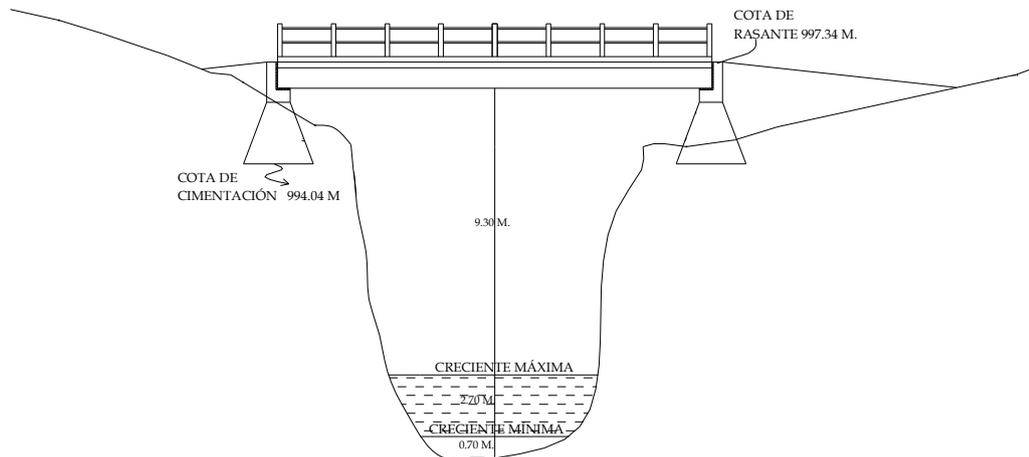


Figura 4. Sección de Río Jomaquiej, Paraje Paxamaramac



2.4. Diseño del puente vehicular del Caserío Pancá

La superestructura es de concreto reforzado compuesto de losa plana y dos vigas, con su respectivo barandal y tope de protección. La subestructura está compuesta de estribos de concreto ciclópeo con una viga de apoyo y cortina de concreto reforzado.

2.4.1. Datos y especificaciones

Ancho útil:	3.66 m
Ancho total:	4.06 m
No. de carriles	1
Carga viva	H15-44
Luz útil	13.00 m
Luz total	13.70
Pendiente transversal	2%

Losa entre vigas. Según AASHTO 1.3.2, la luz de diseño para la losa es igual a la luz libre; de acuerdo con la geometría adoptada en la figura 5, es de 2.00 m.

2.4.2.1.1. Cálculo del peralte

El espesor de losas para puentes de concreto armado va de 15 cm (espesor mínimo) hasta 25 cm (espesor máximo), según AASHTO. Para el diseño de este puente se adopta un espesor de 0.20 m, como se indica en la figura 5.

Proponiendo varillas No. 5:

$$\text{Peralte} = d = \text{Espesor de Losa} - \text{recubrimiento} - \frac{\varnothing \text{varilla}}{2}$$

$$\text{Peralte} = d = 0.20 - 0.025 - 0.00795$$

$$\text{Peralte} = d = 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

Integración de cargas

Entre las cargas de diseño, se tienen cargas muertas, vivas y de impacto; esta última es aplicada directamente al momento producido por la carga viva.

Carga muerta

$$W = W_{\text{losa}} + W_{\text{tope}} + W_{\text{poste}} + W_{\text{barandal}}$$

$$W = (480 + 96 + 96 + 11.4) = 683.40 \text{ kg/m}$$

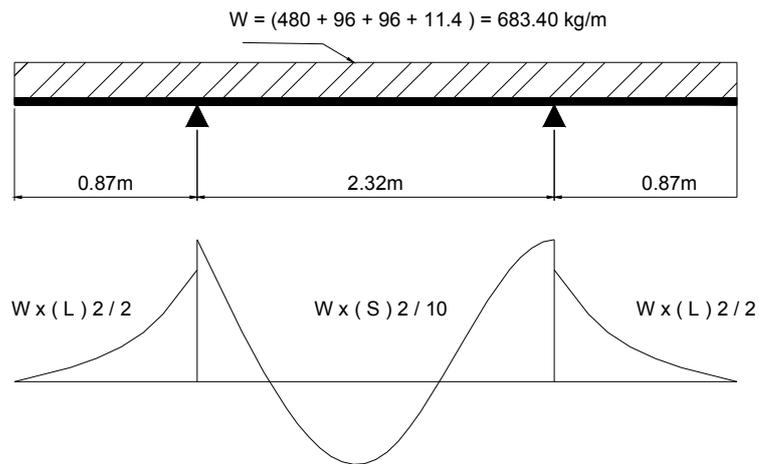
Carga viva

La carga viva se toma como puntual de la carga H15-44

$$P = 12,000 \text{ lb} = 5,442.18 \text{ kg}$$

2.4.2.1.2. Cálculo de momentos

Figura 6. Diagrama de momentos



Para el cálculo del momento por carga viva, AASHTO 3.24.3.1. distingue dos casos: el caso A, con refuerzo principal perpendicular al tráfico, y el caso B con refuerzo principal paralelo al tráfico.

$$M_{cv} = 0.8 \times ((S + 32)/32) \times P$$

donde:

M_{cv} = Momento carga viva (lb-pie)

S = Espaciamiento entre vigas (pies)

P = Carga del camión

$$M_{cv} = 0.8 \times ((6.56 + 2)/32) \times 12000$$

$$M_{cv} = 2,568 \text{ lb.pie} = 354.96 \text{ kg.m}$$

Momento por carga muerta. De acuerdo a la figura 6, el momento por carga muerta se calcula aplicando $WL^2/2$ y $WS^2/10$. Y se toma el mayor.

Donde:

Mcm = Momento carga muerta (kg.m)

W = Carga distribuida (kg/m)

S = Luz de losa entre vigas a ejes (m)

L = Luz de voladizo (m)

$$M_{cm} = (1/2)WL^2$$

$$M_{cm} = (1/2) \times 683.40 \times 0.87^2$$

$$M_{cm} = 258.63 \text{ kg.m}$$

$$M_{cm} = (1/10)WS^2$$

$$M_{cm} = (1/10) \times 683.40 \times 2.32^2$$

$$M_{cm} = 367.83 \text{ kg.m}$$

El valor para Mcm es igual a 367.83 kg.m

Carga de impacto. De acuerdo con AASHTO 3.8.2.1., el momento por carga viva debe ser incrementado por el efecto producido por el impacto y debe ser menor o igual al 30%. Para este caso el valor del coeficiente del impacto vale:

$$I = 15.24/(L + 38) \quad \text{donde:} \quad I = \text{Impacto (\%)}$$

$$I = 15.24/(2 + 38) \quad L = \text{Separación entre vigas (m)}$$

$$I = 0.38$$

$$I = 38\% < 30\%$$

Comparando valores se puede apreciar que el valor del coeficiente de impacto es mayor que el valor máximo que da AASHTO como permisible, o sea 30%. Con base en lo anterior, se usará el valor máximo.

El valor del momento por carga viva más impacto será, entonces así:

$$M_{cv} \times I = (354.96 \times 1.30) = 461.45 \text{ kg.m .}$$

Momento último

De acuerdo con AASHTO 1.2.22, la fórmula que integra los elementos para dar el momento último es:

$$M_u = 1.3 (M_{cm} + 5/3(M_{cv} + I))$$

$$M_u = 1.3 (367.83 + 5/3(461.45))$$

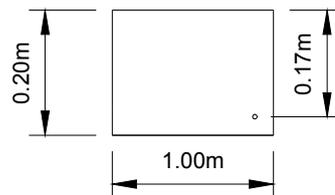
$$M_u = 1,477.99 \text{ kg.m}$$

2.4.2.1.3. Cálculo del refuerzo

Estas losas son esencialmente vigas rectangulares con un ancho relativamente grande respecto a su canto. Se calcula como una tira de ancho de 1 metro, cortada perpendicularmente a las vigas de apoyo.

La losa se considera como una viga rectangular de anchura igual a 1 metro con un canto igual al espesor de la losa y longitud. Se incluyen la acera y el mordiente porque tienen el mismo espesor (ver figura 7).

Figura 7. Franja de diseño de losa



Datos:

$$M_u = 1,477.99 \text{ kg.m}$$

$$f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 1.00 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0.17 \text{ m} = 17 \text{ cm}$$

$$A_s = ((b \times d) - \sqrt{(b \times d)^2 - ((M_u \times b) / (0.003825 \times f'_c))}) \times (0.85 \times f'_c) / f_y$$

$$A_s = 3.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times b \times d$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.005 \times 100 \times 17 \quad A_{s\text{mín}} = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = \rho_{\text{máx}} \times b \times d$$

$$A_{s\text{máx}} = 0.019 \times 100 \times 17 \quad A_{s\text{máx}} = 32.30 \text{ cm}^2$$

Refuerzo transversal principal (cama inferior)

Como el área de acero es menor que el área de acero mínimo, utilizar:

$$A_{s\text{mín}} = 8.5 \text{ cm}^2$$

Colocar varillas No. 5 G40 @ 0.23 m

(ver figura 8)

Refuerzo transversal (cama superior)

$$A_{\text{temperatura}} = 0.002 \times t \times b$$

$$A_{\text{temperatura}} = 0.002 \times 20 \times 100$$

$$A_{\text{temperatura}} = 4.00 \text{ cm}^2$$

Colocar varillas No. 3 G40 @ 0.17 m (ver figura 8)

Refuerzo longitudinal (cama superior e inferior)

De acuerdo a la AASHTO 3.24.10.2., se recomienda la siguiente ecuación.

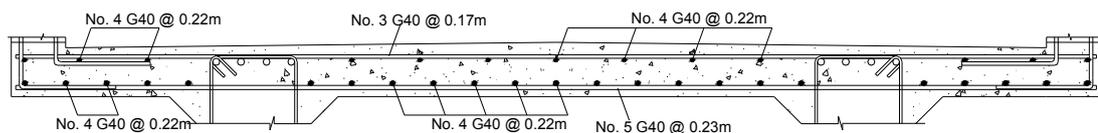
$$A_s = 220/\sqrt{S} < 67\%$$

$$A_s = 220/\sqrt{6.56} = 85.90 > 67\%$$

$$A_s = 0.67 * 8.50 = 5.70 \text{ cm}^2$$

Colocar varillas No. 4 G40 @ 0.22 m (ver figura 8)

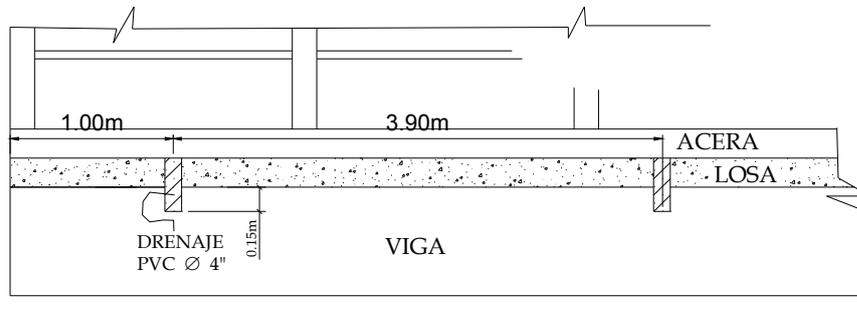
Figura 8. Esquema final de armado de losa



Bombeo y drenajes

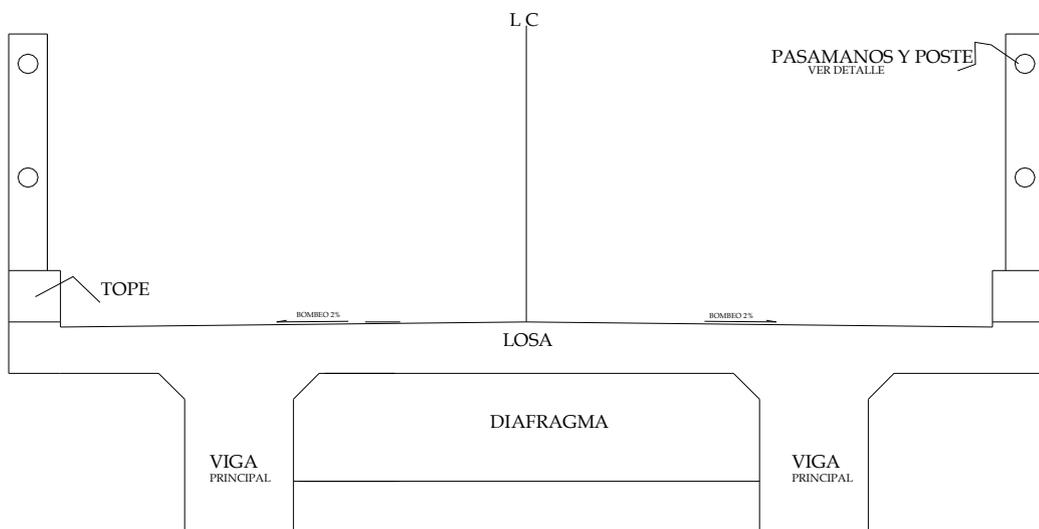
Para los drenajes de la carpeta de rodadura del puente, primero es necesario proporcionarle bombeo transversal a la losa de 2%, y luego, colocar tubería PVC de \varnothing 4", en ambos lados, como se indica en la figura 9.

Figura 9. Detalle de drenaje



2.4.2.2. Diseño de vigas

Figura 10. Sección transversal de superestructura



Las vigas de concreto para superestructuras de puentes pueden ser vigas reforzadas para luces cortas o vigas preesforzadas para luces relativamente largas. Según el ancho de rodadura que tenga un puente, así será la cantidad de vigas que se diseñan. En el diseño de este puente, la superestructura cuenta con dos vigas (ver figura 10).

2.4.2.2.1. Cálculo de peralte y base

Para el predimensionamiento de vigas, ACI sugiere un peralte de $L/16$ para no chequear deflexiones, y para la base $2/5 \times d$, para no chequear alabeo.

Luz a línea central de apoyos		$Llca = 13.35 \text{ m}$
Luz libre		$LI = 13.00 \text{ m}$
Luz eficaz		$Le = 13.70 \text{ m}$
Peralte = $d = LI/16$	$d = 13.00/16$	$d = 0.81 \text{ m}$
Base = $b = 2/5 \times d$	$b = 2/5 \times 0.81 \Rightarrow$	$b = 0.32 \text{ m}$

Integración de cargas

Carga muerta. Cada viga soportará carga muerta de acuerdo a su ubicación geométrica, y los elementos involucrados son:

W_{losa}	=	480 kg/m
W_{tope}	=	96 kg/m
W_{poste}	=	96 kg/m
$W_{barandal}$	=	11.4 kg/m
W_{viga}	=	660.48 kg/m

 $W_{cm} = 1,343.88 \text{ kg/m}$

Al tomar en cuenta los diafragmas como carga puntual:

Diafragma exterior	\Rightarrow	$P_{ext.} = 360 \text{ kg}$
Diafragma interior	\Rightarrow	$P_{int.} = 468 \text{ kg}$

		$P = 828 \text{ kg}$

Carga viva. El análisis de la carga viva para las vigas comprende 3 tipos diferentes de cargas:

Carga de camión

Carga de pista

Para las superestructuras simplemente apoyadas de luces iguales o menores de 25 m, la carga que produce mayores efectos es la carga de camión y no la carga de pista, por lo que para este estudio no fue tomada en cuenta. Como el camión puede ocupar cualquier posición dentro de la superestructura, se recomienda que se analice el caso para calcular el efecto que las ruedas del camión producen en las vigas.

Para este tipo de carga, deben primero utilizarse las tablas AASHTO 3.23.1., para determinar la distribución de la carga de camión en las vigas.

Factor de distribución

$$\Rightarrow \text{Puente 1 vía} = S/6.5 \text{ sí } S < 6'$$

$$\text{Puente 2 vías} = S /6 \text{ sí } S < 10'$$

Donde S = espaciamiento de vigas en pies (a ejes)

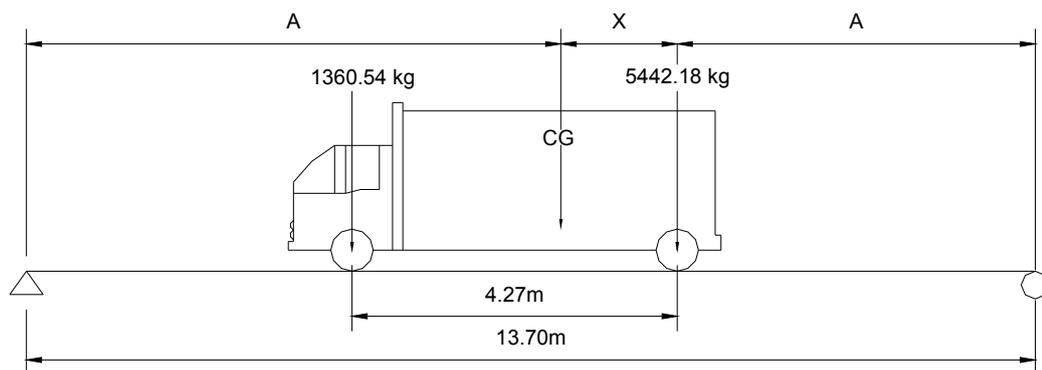
En este caso la luz entre vigas es $S < 10'$ entonces, se calcula de la siguiente forma:

$$FD = S/6.5 \Rightarrow FD = 7.61/6.5 \Rightarrow FD = 1.17$$

$$FD \text{ vigas principales} = 1.17$$

Momento de carga viva. De acuerdo a la AASHTO, en este proyecto se utilizó H15-44 para el cálculo de momento de la carga viva en puentes. Esta situación se da cuando el camión se encuentra en el lugar crítico, que provoca el máximo momento en las vigas. Este lugar crítico ocurre cuando la mayor carga del camión se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como su centro de gravedad del otro apoyo, según se puede observar en la figura 11.

Figura 11. Posición crítica del camión para producir momento máximo



Para poder encontrar los valores de A y X, se hace sumatoria de momentos en CG.

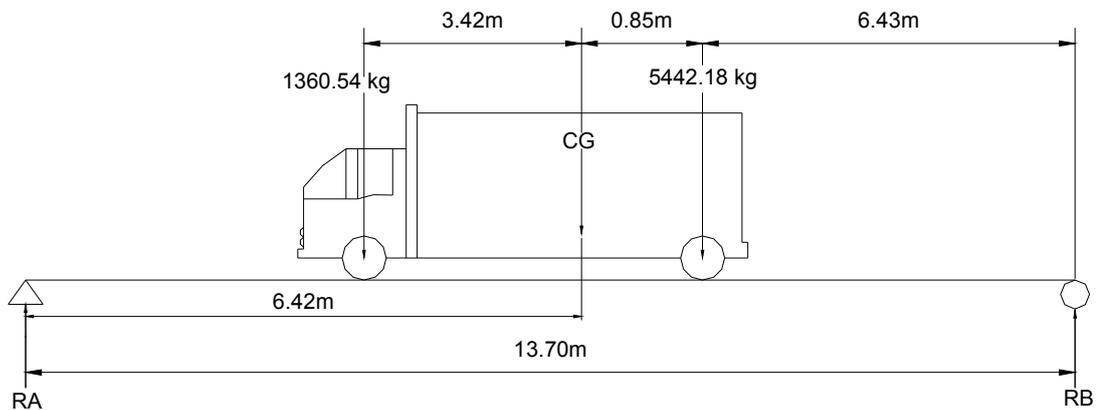
$$\Sigma M_{cg} = 0 \Rightarrow 5,442.18X - 1,360.54(4.27 - X) = 0$$

$$X = 0.85 \text{ m}$$

$$\text{Y luego } \Rightarrow 2A + 0.85 = 13.70 \Rightarrow A = 6.43 \text{ m}$$

Conociendo los valores de A y X, se hace el diagrama de cuerpo libre de la carga viva, como se indica en la figura 12.

Figura 12. Diagrama de cuerpo libre de carga viva



Hallando las reacciones RA, RB:.

$$\Sigma M_b = 0$$

$$7.28 \times 6,802.72 = 13.70 \times RA \Rightarrow RA = 3,616.86 \text{ kg.}$$

$$RB = 6,802.72 - 3,616.86 \Rightarrow RB = 3,185.86 \text{ kg.}$$

Momento máximo

$$M_{\text{máx}} = (3,185.86 \times 7.28) - (5,442.18 \times 0.85)$$

$$M_{\text{máx}} = 18,560.95 \text{ kg.m}$$

Impacto

$$I = 15.24 / (L + 38) \Rightarrow \text{donde } L = \text{luz de viga}$$

$$I = 15.24 / (13.70 + 38) \Rightarrow I = 0.29$$

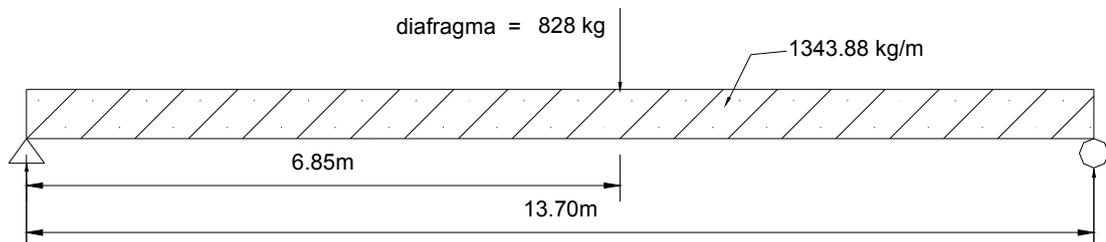
$$M_{vigas} = M_{cv} \times I \times FD$$

Donde: M_{cv} = momento de carga viva
 I = impacto de camión
 FD = factor de distribución

$$M. \text{ viga exterior} = 18,560.95 \times 1.29 \times 1.17 \Rightarrow M. \text{ viga exterior} = 28,013.97 \text{ kg.m}$$

2.4.2.2. Cálculo de momentos

Figura 13. Diagrama de cuerpo libre de carga muerta



$$M_{\text{máx}} = WL^2/8 + Pa \quad (\text{ver figura 13}).$$

$$M_{\text{máx}} = (1,343.88 \times 13.70^2)/8 + (828 \times 7) \Rightarrow M_{\text{máx}} = 37,325.10 \text{ kg.m}$$

2.4.2.3. Cálculo del refuerzo

Para el diseño de la viga interior, se usará acero grado 60 para el refuerzo a flexión y acero grado 40 para el refuerzo a corte (ver figura 14).

Diseño a flexión. Se calcula el momento último de la viga.

$$Mu = 1.3(M_{cm} + 5/3 (M_{cv} \times l \times FD)) \Rightarrow$$

$$Mu = 1.3(37,325.10 + 5/3 (28,013.97)) \Rightarrow \quad Mu = 109,198.43 \text{ kg.m}$$

Datos:

$$Mu = 142,769.16 \text{ kg.m}$$

$$b = 32 \text{ cm}$$

$$d = 81 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4,218 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicando la fórmula:

$$As = \left((b \times d) - \sqrt{(b \times d)^2 - \left(\frac{Mu \times b}{0.003825 \times f'c} \right)} \right) \times (0.85 \times f'c) / fy$$

$$As = 40.26 \text{ cm}^2$$

$$As_{mín} = \rho_{mín} \times d \times b$$

$$As_{mín} = 0.0033 \times 81 \times 32 \quad As_{mín} = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = \rho_{máx} \times b \times d$$

$$As_{máx} = 0.014 \times 81 \times 32 \quad As_{máx} = 36.29 \text{ cm}^2$$

Chequeo de acero mínimo y máximo

$$As > As_{mín} \quad \text{OK}$$

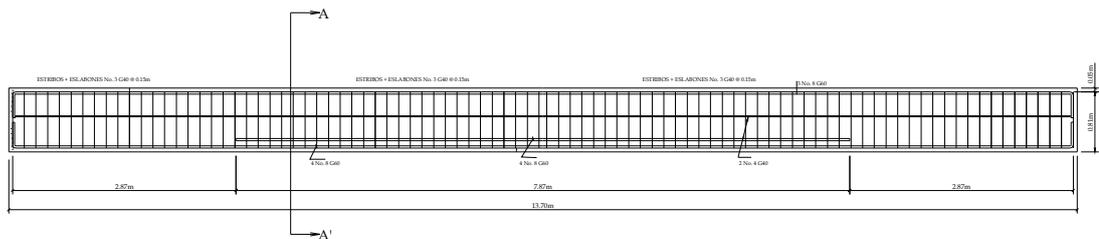
Como As no es menor que el $As_{máx}$, no cumple con la especificación ACI. Debido a que la diferencia entre As y $As_{máx}$ es mínima no la va a reforzar a compresión, siempre que mantenga el criterio de utilizar el 50% As en el área de tensión y el 33% As en el área de compresión.

Astensión ⇒ Colocar 8 varillas No. 8 G60
 Ascompresión (33%) ⇒ Colocar 3 varillas No. 8 G60

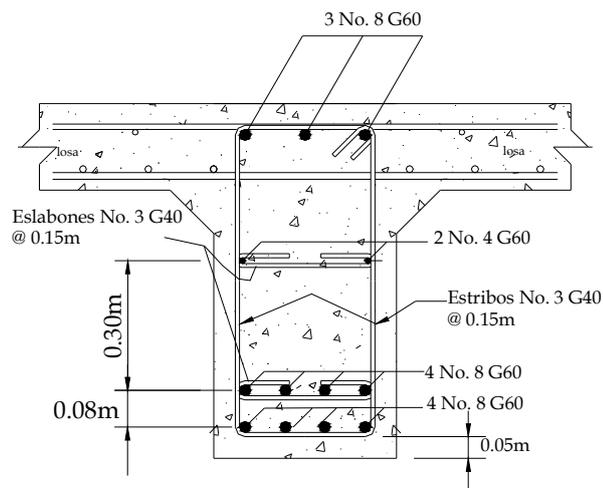
Se colocará un refuerzo adicional de 0.25 plg² por pie de alto, (5.29 cm² por metro de alto). ⇒ Colocar 2 varillas No. 4 G60

Figura 14. Armado final de viga de la superestructura

Elevación



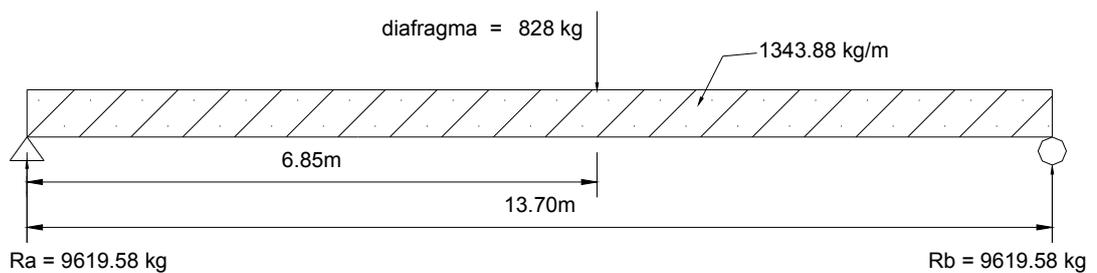
Corte A-A'



2.4.2.2.4. Diseño a corte

El corte total es producido por los cortes de carga muerta, carga viva e impacto. También el corte máximo se da en los apoyos, cuando la carga mayor del camión está sobre la superestructura (ver figura 15 y 16).

Figura 15. Diagrama de cuerpo libre de carga muerta para corte de viga



$$R_a = R_b = WL/2 + P/2$$

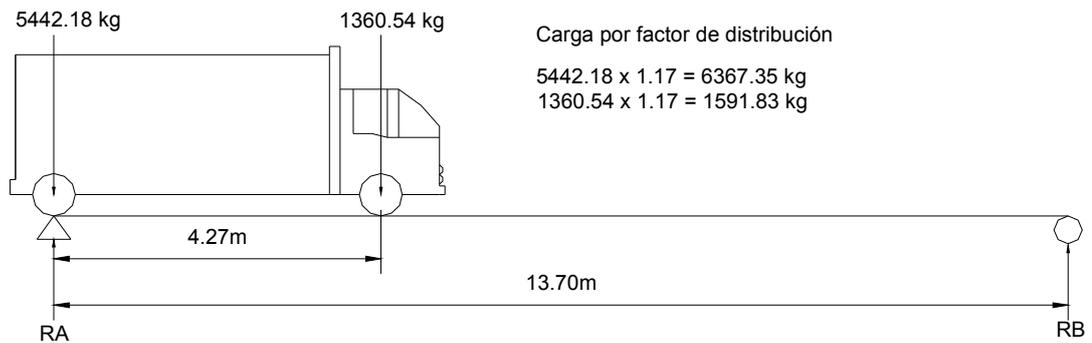
$$R_a = R_b = (1,343.88 \times 13.70)/2 + 828/2$$

$$R_a = R_b = 9,619.58 \text{ kg} = V_{cm}$$

Carga viva: Afectada por el factor de distribución para la viga.

$$F_d = 1.17$$

Figura 16. Diagrama de cuerpo libre de carga viva, para corte de viga



$$\Sigma Mb = 0$$

$$Ra(13.70) - (6,367.35 \times 13.70) - (1,591.83 \times 9.43) = 0$$

$$Ra = Vcv = 7,463.04 \text{ kg}$$

Por impacto

$$Vcv \times I = 7,463.04 \times 1.29$$

$$Vcv \times I = 9,627.32 \text{ kg.m}$$

Diseño a corte. Se calcula el corte último en la viga.

$$Vu = 1.3 (Vcm + 5/3 I / (Vcv + I))$$

$$Vu = 1.3 (9,619.58 + 5/3 (9,627.32)) \Rightarrow Vu = 33,364.65 \text{ kg}$$

Corte que resiste el concreto:

$$Vcr = 0.53 \sqrt{f'c} \text{ bd}$$

$$Vcr = 0.53 \times \sqrt{210} \times 32 \times 79.73$$

$$Vcr = 19,595.54 \text{ kg}$$

$$\text{Corte Actuante} \Rightarrow V_s = (V_u - (\phi \times V_{cr})) / \phi$$

$$V_s = (33,364.65 - (0.85 \times 19,595.54)) / 0.85$$

$$V_s = 19,656.99 \text{ kg}$$

Espaciamiento

$$S = (2 \times A_v \times f_y \times d) / V_s$$

$$S = (2 \times 1.27 \times 2,812 \times 81) / 19,656.99 \quad \Rightarrow \quad S = 15 \text{ cm}$$

Colocar estribos y eslabones No. 3 G40 @ 0.15 m.

2.4.2.3. Diseño de diafragmas

Según AASHTO 1.7.4. (D), cuando la luz de la superestructura es mayor de 40 pies (12.19 m), es necesario colocar diafragmas en el punto medio o en los tercios de la luz.

Los diafragmas son elementos estructurales diseñados para soportar las deformaciones laterales y transversales de las vigas de la superestructura de un puente. Entre las deformaciones que presentan las vigas figuran el alabeo y el pandeo lateral.

En este proyecto se diseñaron dos diafragmas exteriores y dos interiores, porque la luz del puente es de 13.70 m. Para determinar su altura es necesario conocer la altura de las vigas principales, ya que los diafragmas exteriores se hacen aproximadamente de media altura de viga y los interiores de $\frac{3}{4}$ de altura de viga. En cualquier caso, la altura mínima será de 50 cm.

El ancho será de 30 cm, en cualquier caso, pues se considera que dicho ancho es el mínimo recomendable por facilidad de construcción. El recubrimiento mínimo debe ser de 2 pulg.

Los diafragmas externos transmiten su propio peso directamente a los apoyos y los interiores transmiten su carga proporcionalmente a las vigas como cargas puntuales. Debido a que no están diseñados para soportar carga proveniente de la losa, se refuerzan con el área de acero mínimo.

2.4.2.3.1. Diseño de diafragma interior

Viga $H = 0.86 \text{ m}$

Diafragma interior $h = \frac{3}{4} \times H \Rightarrow h = \frac{3}{4} \times 0.869 \Rightarrow h = 0.65 \text{ m}$
 $B = 0.30 \text{ m}$

$A_s = (14.1 \times b \times d) / f_y$

$A_s = (14.1 \times 30 \times 62) / 2,810$

$A_s = 9.33 \text{ cm}^2$

De acuerdo a este resultado se colocan 5 varillas No. 5 G40 corridas, tanto en la cama superior como inferior.

Los estribos deben ir espaciados a un máximo de $\frac{1}{2} d$ (ver figura 17).

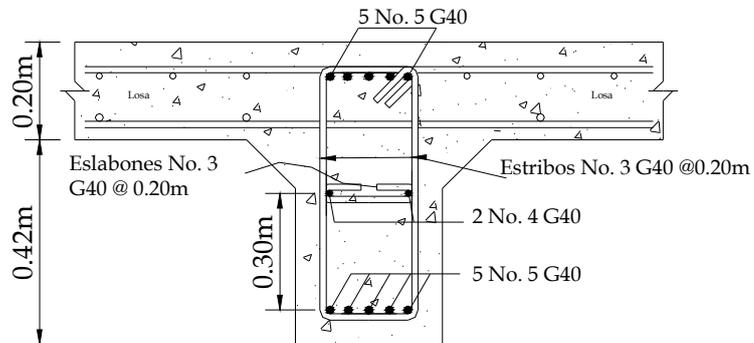
$S =$ espaciamiento de estribos

$S_{\text{máx}} = \frac{1}{2} d \Rightarrow S_{\text{máx}} = \frac{1}{2} \times 0.62 \Rightarrow S_{\text{máx}} = 0.31 \text{ m}$

Para el diseño se propuso una separación de 0.20 m.

Colocar, Est. No. 3 G40 + EsL. No. 3 G40 @ 0.20 m.

Figura 17. Geometría y refuerzo de diafragma interior



2.4.2.3.2. Diseño de diafragma exterior

Viga exterior $H = 0.86 \text{ m}$

Diafragma exterior $h = \frac{1}{2} \times H \Rightarrow h = \frac{1}{2} \times 0.86 \Rightarrow h = 0.43 \text{ m}$
 $b = 0.30 \text{ m}$

Como $h = 0.43$ es menor que el mínimo, utilizar: $h = 0.50 \text{ m}$

$A_s = (14.1 \times b \times d) / f_y$

$A_s = (14.1 \times 30 \times 48) / 2,810 \quad A_s = 7.23 \text{ cm}^2$

De acuerdo a este resultado se colocarán 4 varillas corridas No. 5 G40, tanto en la cama superior como en la inferior.

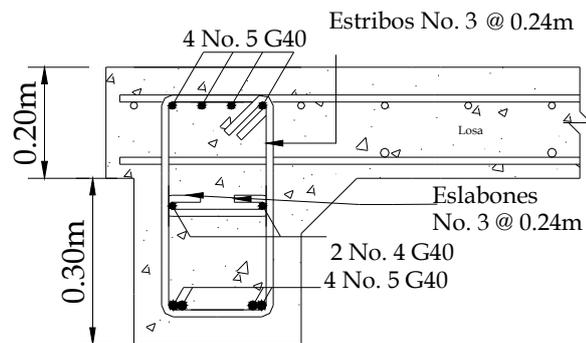
Los estribos deben ir espaciados a un máximo de $\frac{1}{2} d$ (ver detalle en figura 18).

$S_{\text{máx}} = \text{espaciamiento de estribos}$

$S_{\text{máx}} = \frac{1}{2} d \Rightarrow S_{\text{máx}} = \frac{1}{2} \times 0.48 \Rightarrow S_{\text{máx}} = 0.24 \text{ m}$

Colocar, Est. No. 3 G40 y Esl. No. 3 G40 @ 0.24 m.

Figura 18. Geometría y refuerzo de diafragma exterior



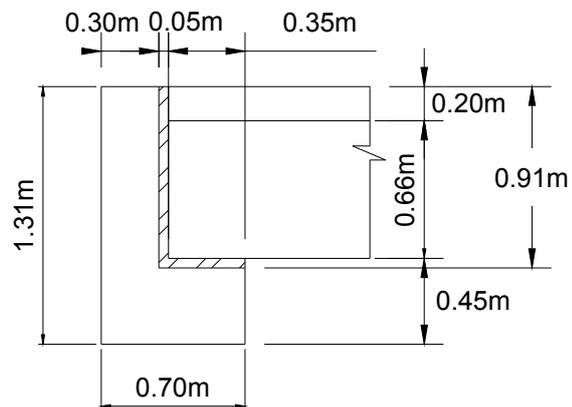
2.4.3. Diseño de la subestructura

La subestructura de un puente es el conjunto de elementos estructurales destinados a transmitir la carga proveniente de la superestructura hacia el suelo donde se cimentará el proyecto. La subestructura está formada por estribos, cortina y viga de apoyo.

2.4.3.1. Diseño de la cortina

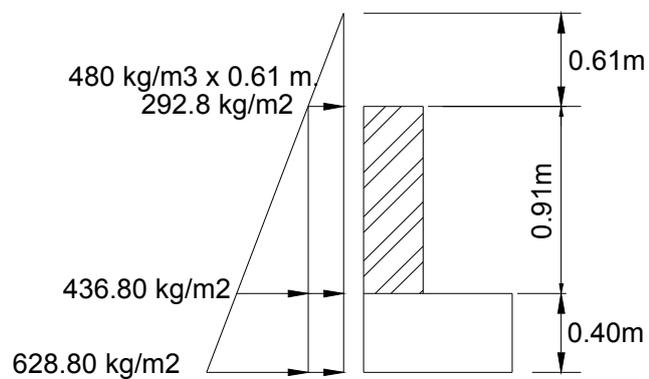
Se prevé que la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo; se diseña a flexión, como viga en voladizo y corte. Las fuerzas que intervienen son: empuje de tierra, fuerza longitudinal y fuerza de sismo (ver figura 19).

Figura 19. Geometría de la cortina y viga de apoyo



Según AASHTO 3.20, se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 2 pies (0.61 m) de alto, con una presión de 480 kg/m^3 (ver figura 20).

Figura 20. Diagrama de presiones



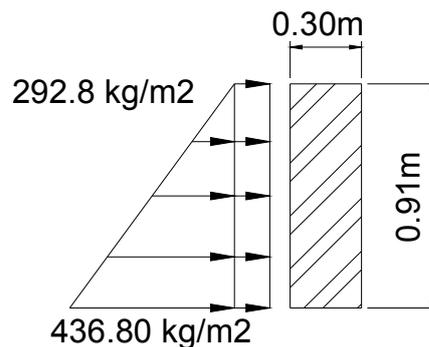
Cálculo de empuje. Este se deberá calcular como el empuje de la sobrecarga calculado a 2 pies a lo largo de todo el alto de la misma, más el empuje de la sobrecarga en la base de la cortina aplicado al centro de la misma (ver figura 21).

$$F = (Sob \times H) + (Sobc \times H/2)$$

$$F = (292.8 \times 0.91) + (1/2 \times 436.80 \times 0.91)$$

$$F = 266.45 + 198.74 \quad F = 465.19 \text{ kg/m}$$

Figura 21. Diagrama de empuje

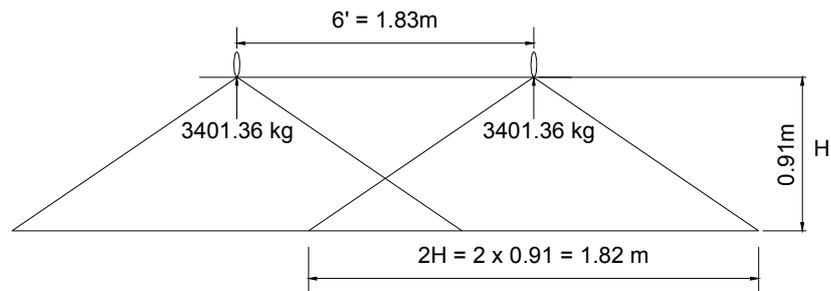


Cálculo de la fuerza longitudinal. Según AASHTO 3.9.1. (figura 22), la fuerza longitudinal será la producida por las llantas de un camión o un trailer en el terraplén o aproche, la cual es transmitida a la cortina de la viga de apoyo de la siguiente manera:

$$F_l = (0.05 \times P) / 2H \quad \Rightarrow \quad \text{donde:}$$

$P = H15-44$, peso del camión, actúa a 6' (1.83m) sobre el piso de manera que el brazo es 6'+H \Rightarrow

Figura 22. Fuerza longitudinal



$$FI = (0.05 \times 6802.72) / 1.82$$

$$FI = 186.89 \text{ kg / m}$$

$$\text{Brazo} = 1.83 + 0.91 \quad \Rightarrow \quad \text{Brazo} = 2.74 \text{ m.}$$

Cálculo de sismo. El coeficiente sísmico dependerá del cálculo efectuado, siguiendo las especificaciones AASHTO 3.21. Se utiliza 12% y aplicarlo al centro de la cortina.

Peso propio de la cortina para 1 metro de ancho.

$$W = (0.30 \times 0.91 \times 1 \times 2,400)$$

$$W = 655.20 \text{ kg}$$

$$EQ = 0.12 \times W$$

$$EQ = (0.12 \times 655.20) \quad \Rightarrow \quad EQ = 78.62 \text{ kg.}$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} = H/2 = 0.91/2 = 0.455$$

Finalmente, cuando hay sismo se deberán comparar las fórmulas del grupo VII y III para aplicar la más crítica de las dos.

Combinación de cargas para momento. Siguiendo la especificación de la AASHTO 3.22.1ª:

Grupo III: $1.3 (E_{sob.} + E_s + LF)$

Grupo VII: $1.3 (E_{sob} + E_s + S)$

En donde:

E_{sob} = Sobrecarga de 2' aplicada al centro de la cortina.

E_s = Es la carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina.

LF = Es la fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina.

S = Es la fuerza del sismo aplicada al centro de la cortina.

Grupo III:

$$M = 1.3 ((266.45 \times 0.91)/2 + (198.74 \times 0.91)/3 + (186.89 \times 2.74))$$

$$M = 1.3 (121.23 + 60.28 + 512.08)$$

$$M = 901.67 \text{ kg.m}$$

Grupo VII:

$$M = 1.3 ((266.45 \times 0.91)/2 + (198.74 \times 0.91)/3 + (78.62 \times 0.455))$$

$$M = 1.3 ((121.23 + 60.25 + 35.77))$$

$$M = 282.43 \text{ kg.m}$$

Por lo tanto, se diseñará con el grupo III, que es el mayor de los dos.

Cálculo del refuerzo

Datos:

$$M_u = 901.67 \text{ kg.m}$$

$$d = 0.85 \text{ m}$$

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

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando la fórmula:

$$A_s = \left((b \times d) - \sqrt{(b \times d)^2 - \left(\frac{M_u \times b}{0.003825 \times f'_c} \right)} \right) \times (0.85 \times f'_c) / f_y$$

Proponiendo varillas No. 6 G40

$$A_s = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 12.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 48.45 \text{ cm}^2$$

Como A_s es menor que $A_{s\text{mín}}$, utilizar

$$A_{s\text{mín}} = 12.75 \text{ cm}^2$$

Colocar 6 varillas No.6 G40

Combinación de cargas para corte

$$\text{Grupo III: } 1.3 (F + LF)$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 (F + S)$$

Donde: F = Empuje

LF = Fuerza longitudinal

S = Sismo

Grupo III

$$M = 1.3 (465.19 + 186.89) \quad M = 847.70 \text{ kg}$$

Grupo VII

$$M = 1.3 (465.19 + 78.62) \quad M = 706.95 \text{ kg}$$

Se diseñará con el grupo III, por ser el mayor.

$$V_u = 847.70 / (30 \times 85)$$

$$V_u = 0.33 \text{ kg/cm}^2$$

Corte resistente del concreto

$$V_{uc} = 0.53 \times \phi \times \sqrt{f'_c}$$

$$V_{uc} = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \quad V_{uc} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

Como $V_u < V_{uc}$ por lo tanto el concreto resiste

Entonces utilizar $S_{\text{máx.}} = d/2 = 40/2 = 0.20 \text{ m}$

Colocar Est. y Esl. No. 3 G40 @ 0.20 m

(ver figura 23).

2.4.3.2. Diseño de la viga de apoyo

Se diseñará únicamente por aplastamiento, debido a que la viga está apoyada en toda su longitud. Como la viga de apoyo no soporta flexión, el refuerzo longitudinal se calcula con refuerzo mínimo. El refuerzo transversal lo constituyen los estribos, los cuales se calculan en la misma forma como se calcularon para la cortina, con $S_{\text{máx}} = d/2$.

$$A_{s\text{mín}} = (14.1/f_y) \times b \times h$$

$$A_{s\text{mín}} = (14.1/2,810) \times 70 \times 40$$

$$A_{s\text{mín}} = 14.05 \text{ cm}^2$$

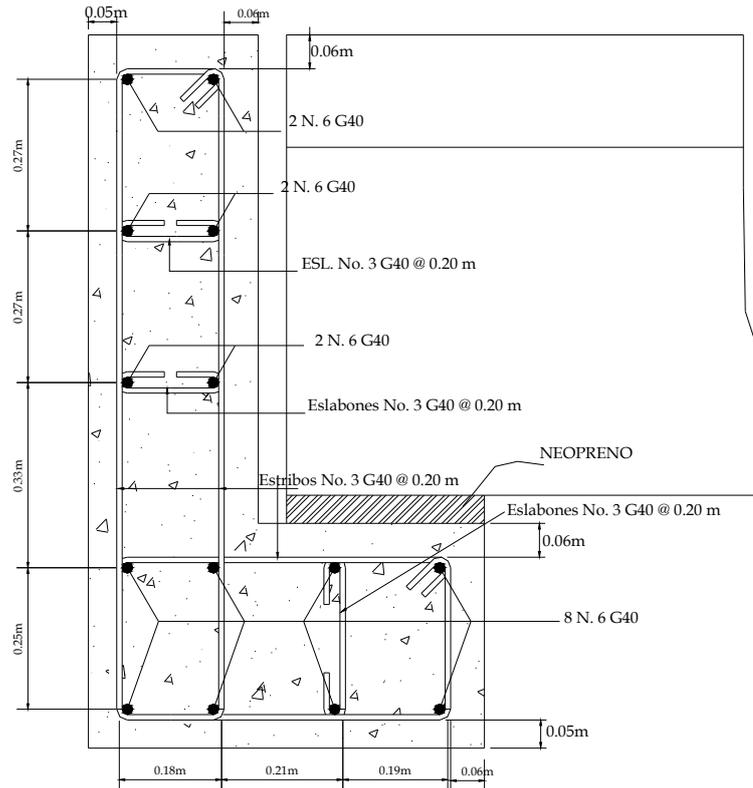
$$S_{\text{máx}} = d/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} = 0.20 \text{ m}$$

Utilizar 8 varillas No. 6 G40

Colocar Est. y Esl. No. 3 G40 @ 0.20 m.

(ver figura 23).

Figura 23. Armado de cortina y viga de apoyo



2.4.3.3. Diseño de ala

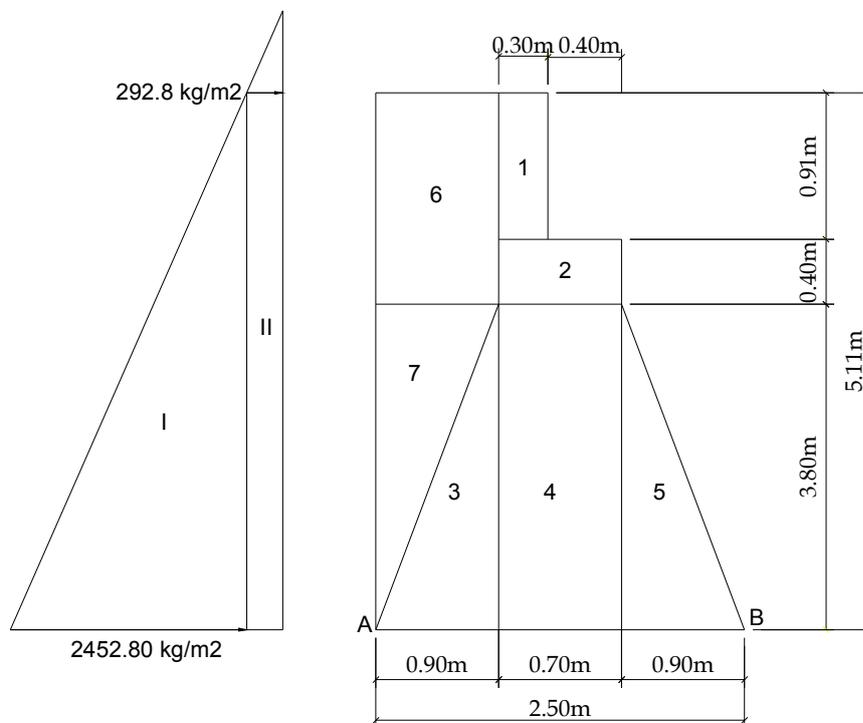
Para este proyecto las alas son de concreto ciclópeo, con una longitud de 1.30 metros para ambos lados; su función es proteger la subestructura y los aproches de posibles socavaciones. De acuerdo al análisis respectivo, se comprueban el volteo, el deslizamiento y las presiones.

2.4.3.4. Diseño del estribo de concreto ciclópeo

Una vez determinada la geometría del estribo, se procede a calcular el momento de volteo que produce el empuje de tierra sobre el estribo y el momento estabilizante que produce el peso de la estructura sobre el suelo; calculados los momentos se procede a efectuar la comprobación correspondiente (ver figura 24).

Datos: $W_{\text{concreto}} = 2,400 \text{ kg/m}^3$
 $W_{\text{concreto ciclópeo}} = 2,700 \text{ kg/m}^3$
 $W_{\text{suelo}} = 1,900 \text{ kg/m}^3$
Valor soporte = $25,000 \text{ kg/m}^2$

Figura 24. Geometría y diagrama de presiones del estribo



Momento de volteo (MV). Es el producto del empuje de la tierra sobre el estribo y se calcula de acuerdo a la figura 24, y da como resultado la tabla I.

Tabla I. Momento de volteo

Sección	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento respecto a B
I	6,266.90	1.69	10,653.73
II	1,496.21	2.56	3,830.30
	E = 7,763.11		MV = 14,484.03 (kg.m)

Momento estabilizante (ME). Es producido por el peso de la estructura y el relleno. La tabla II se calculó de acuerdo a la figura 24, en sentido X respecto de B.

Tabla II. Momento estabilizante

Sección	Área (m ²)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg.m)
1	0.27	655	1.45	950.04
2	0.28	672	1.25	840.00
3	1.71	4,617	1.90	8,772.30
4	2.66	7,182	1.25	8,977.50
5	1.71	4,617	0.60	2,770.20
6	1.18	2,242	2.05	4,596.10
7	1.75	3,325	2.20	7,315.00
		W=23,310.20 kg		ME= 34,221.14 kg.m

Comprobación del estribo (sin superestructura)

MV = momento de volteo

ME = momento estabilizante

W = peso propio de la estructura

E = empuje

A = área de: estribo, cortina y viga de apoyo

e = excentricidad = $b/2 - a$

a = $(ME - MV)/W$

b = base de estribo

Volteo = $ME/MV > 1.5$

Volteo = $34,221.14/14,484.03 \Rightarrow 2.36 > 1.5$ Resiste volteo

Deslizamiento = $(0.5 \times W)/E > 1.5$

Deslizamiento = $(0.5 \times 23,310.20)/7,763.11 \Rightarrow 1.59 > 1.5$ Resiste deslizamiento

Presiones:

$a = (ME - MV)/W \Rightarrow a = (34,221.14 - 14,484.03)/23,310.20 \quad a = 0.85$

$b/3 = 2.50/3 = 0.83 < 0.85$

$e = b/2 - a \quad e = 2.50/2 - 0.85 \quad e = 0.40$

$P = W/A \times (1 \pm (6 \times e/b))$

$P = (23,310.20/2.50) \times (1 \pm (6 \times 0.40/2.50))$

$P_{\text{máx.}} = 18,275.20 < 25,000 \text{ kg/m}^2$

$P_{\text{mín.}} = 372.96 > 0$

Como la presión máxima es menor que la capacidad de soporte del suelo y la presión mínima es mayor que cero, entonces el suelo resiste el peso del estribo de concreto ciclópeo sin sufrir asentamientos.

Comprobación del muro con superestructura y carga viva

$$CM + CV = 12,996.79 \text{ kg.}$$

$$\text{Brazo} = 1.25 \text{ (punto medio de la base)}$$

$$ME1 = (CM + CV) \times \text{brazo}$$

$$ME1 = 12,996.79 \times 1.25 \quad \Rightarrow \quad ME = 16,245.99 \text{ kg.m}$$

$$MEt = ME1 + ME$$

$$MEt = 16,245.99 + 34,221.14 \quad \Rightarrow \quad MEt = 50,467.13 \text{ kg.m}$$

Revisión de presiones

$$a = (MEt - MV) / ((CM + CV) + W)$$

$$a = (50,647.13 - 14,484.03) / (12,996.79 + 23,310.20)$$

$$a = 0.99$$

$$e = b/2 - a \quad e = 2.50/2 - 0.99 \quad e = 0.26$$

$$2.50/3 < 0.99 \quad \Rightarrow \quad 0.75 < 0.99$$

$$P = ((W + CM + CV)/A) \times (1 + (6 \times e)/b)$$

$$P = (23,310.20 + 12,996.79)/2.50 \times (1 \pm (6 \times 0.26)/2.50)$$

$$P_{\text{máx.}} = 23,585.03 \text{ kg/m}^2 < 25,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{mín.}} = 5,460.57 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Así pues, el suelo resiste el peso de la superestructura y carga viva.

Verificación del muro de concreto ciclópeo con sismo (sin carga viva).

Se toman los momentos de volteo en el sentido horizontal:

$$W1 = W + CU$$

$$W1 = 23,310.20 + 12,996.79 \quad \Rightarrow \quad W1 = 36,306.99 \text{ kg.}$$

$$ME2 = ME + (Cu \times \text{brazo})$$

$$ME2 = 34,221.14 + (12,996.79 \times 1.25) \Rightarrow ME2 = 50,467.13 \text{ kg.m}$$

Fuerza horizontal:

$$FH = (1.08 \times E) + (0.08 \times W1)$$

$$FH = (1.08 \times 7,763.11) + (0.08 \times 36,306.99)$$

$$FH = 11,288.72 \text{ kg}$$

Momento de volteo en el sentido horizontal. Se calcula de acuerdo a la figura 24, dando como resultado la tabla III.

Figura III. Momento de volteo en el sentido horizontal

Sección	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg.m)
1	655	4.66	3,053.23
2	672	4.00	2,688.00
3	4,617	1.27	5,863.59
4	7,182	1.90	13,645.80
5	4,617	1.27	5,863.59
6	2,166	4.46	9,660.36
7	3,325	2.53	8,412.25
			MV2 = 49,186.82 kg.m

$$MEQ = 0.08 \times MV2$$

$$MEQ = 0.08 \times 49,186.82 \Rightarrow MEQ = 3,934.95 \text{ kg.m}$$

$$MV3 = (1.08 \times MV) + (CM \times 0.08 \times h) + MEQ$$

$$MV3 = (1.08 \times 14,484.03) + (12,996.79 \times 0.08 \times 4.20) + 3,934.95$$

$$MV3 = 23,944.62 \text{ kg.m}$$

Comprobación de volteo

$$V = ME2/MV3 \quad \Rightarrow \quad V = 50,467.13/23,944.62 \quad \Rightarrow \quad V = 2.11 > 1.5$$

Comprobación de deslizamiento:

$$D = (0.5 \times W1)/FH$$

$$D = (0.5 \times 3,6306.99)/11,288.72$$

$$D = 1.61 > 1.5$$

Como ambos resultados son mayores de 1.5, la estructura de concreto ciclópeo es apta.

Comprobación de presiones:

$$a = (ME2 - MV3) / W1$$

$$a = (50,467.13 - 23,944.62) / 36,306.99 \quad \Rightarrow \quad a = 0.84$$

$$3 \times a = 2.52$$

$$e = 2.50/2 - 0.84 \quad \Rightarrow \quad e = 0.41$$

$$P. = (W1/A) \times (1 \pm (6 \times e)/b)$$

$$P = (36,306.99/2.50) \times (1 \pm (6 \times 0.41)/2.50)$$

$$P_{\text{máx.}} = 24,813.23 \text{ kg/m}^2 < 25,000 \text{ kg/m}^2$$

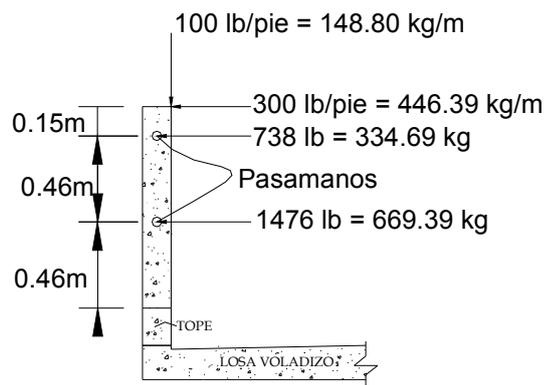
$$P_{\text{mím.}} = 232.36 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Como ambas presiones están dentro de los parámetros de diseño, la estructura resiste las presiones.

2.4.4. Diseño del barandal

La dimensión variable es la separación centro a centro de los postes. Con el objeto de ajustar la separación de los mismos a la longitud de la superestructura, dicha separación varía de un mínimo de 1.50 a un máximo de 2.40 m. Para el diseño de este proyecto la separación que se utilizó es de 1.78 m. Además de la carga del camión estandarizado, AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb/pie = 148.80 kg/m y una carga horizontal de 300 lb/pie = 446.39 kg/m (ver figura 25).

Figura 25. Carga de diseño para postes



Se calcula el momento resultante, a partir de las cargas vivas y muertas:

$$\Sigma M = 0 \quad \rightarrow \quad M_{\text{resultante}} = 4,428 \text{ lb.pie} \quad \rightarrow \quad M_{\text{resultante}} = 612.06 \text{ kg.m}$$

Datos para diseño:

$$M = 612.06 \text{ kg.m}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 0.15 \text{ m.} = 15 \text{ cm}$$

$$d = 0.12 \text{ m.} = 12 \text{ cm}$$

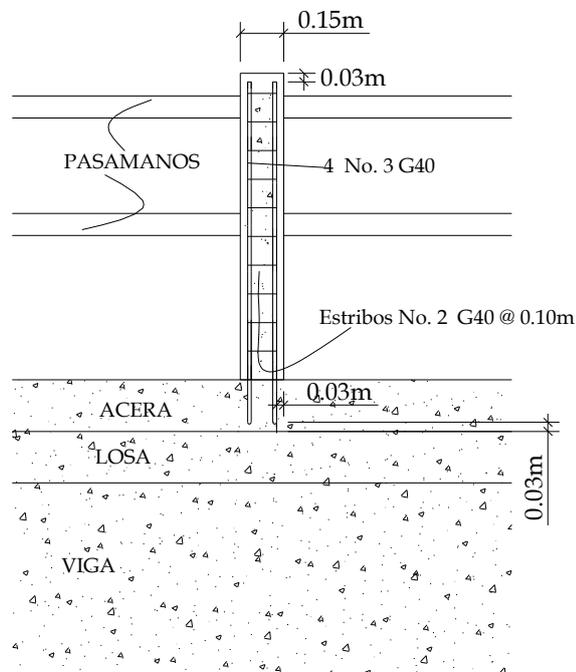
$$A_s = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{mín}} = 14.1/f_y = 14.1/2,810 = 0.005$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.005 \times 15 \times 12 = 0.90 \text{ cm}^2$$

→ 4No. 3 G40 + Est. No. 2 @ 0.10 m (ver figura 26).

Figura 26. Detalle lateral de armado de poste



2.4.5. Elaboración de planos

Los planos que se elaboraron son:

- Sección longitudinal y transversal del puente
- Dimensionamiento de superestructura
- Armado y refuerzo de la superestructura
- Armado y refuerzo de vigas

(ver anexos).

2.4.6. Elaboración de presupuesto

En la integración del presupuesto se consideraron costos indirectos (gastos administrativos), con un porcentaje de 25 %; imprevistos, 10%; utilidad, 10%, con base en los precios de materiales que se cotizaron en el municipio. La mano de obra calificada y no calificada es asignado por la municipalidad.

Presupuesto por renglones de trabajo

Proyecto: Puente vehicular
Ubicación: Caserío Pancá
Municipio: Momostenango
Departamento: Totonicapán

Tabla IV. Costo matemático total del proyecto

Actividad	Cantidad	Unidad	P/Unitario	Total
Trabajos preliminares	495	m ²	Q 16.67	Q 8,250.00
Estribos (incluye alas)	62	m ³	Q 1,015.18	Q 62,941.00
Vigas principales	27.4	ml	Q 1,560.18	Q 42,748.93
Diafragma exterior	3.02	ml	Q 873.02	Q 2,640.00
Diafragma interior	3.02	ml	Q 797.72	Q 2,412.30
Viga de apoyo o alzado	8	ml	Q 1,562.25	Q 12,498.00
Losa de rodadura	54.8	m ²	Q 600.45	Q 32,904.66
Tope	27.4	ml	Q 254.02	Q 6,960.05
Baranda	27.4	ml	Q 565.18	Q 15,485.93
Aproche + gaviones	96	m ³	Q 500.00	Q 48,000.00
Drenaje	6	Unidad	Q 150.00	Q 900.00
Subtotal				Q 235,740.87
Costos indirectos				Q 58,935.22
Imprevistos				Q 23,574.09
Utilidad				Q 23,574.09
Total del proyecto				Q 341,824.27

2.5. Diseño del puente vehicular del Paraje Paxamaramac

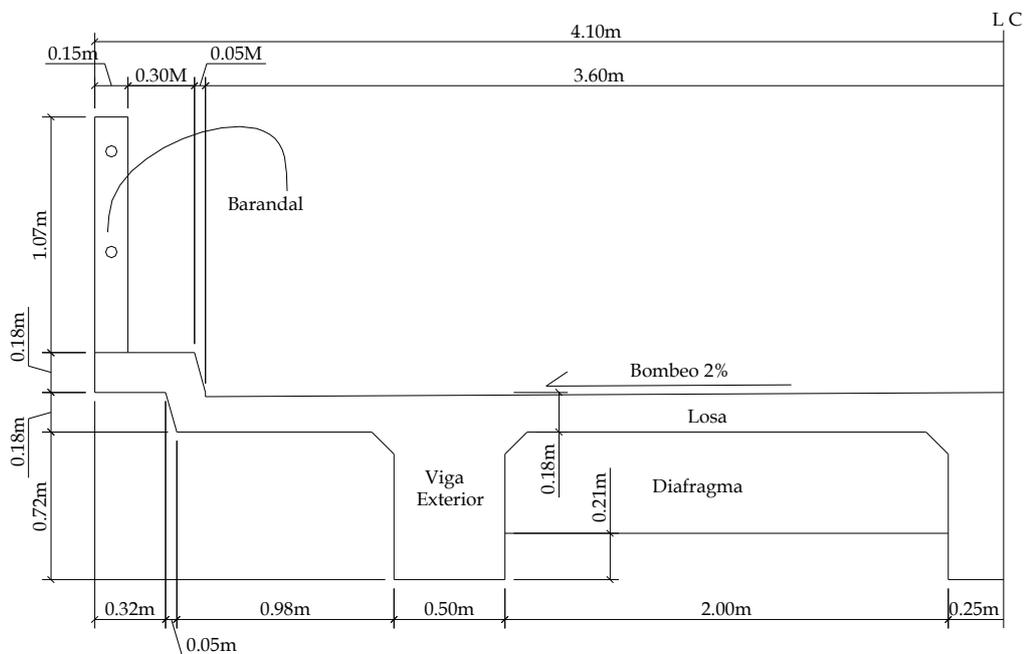
Este proyecto consiste en un puente con superestructura de concreto reforzado, compuesto de losa plana y tres vigas principales, con mordiente, acera y barandal de protección.

2.5.1. Datos y especificaciones

Ancho de rodadura	7.20 m.
No. de carriles	2
Carga	H15-44
Luz	14.00 m. Pendiente = 2%

2.5.2. Diseño de la superestructura

Figura 27. Dimensionamiento de superestructura



2.5.2.1. Diseño de la losa

2.5.2.1.1. Cálculo del peralte

Para el diseño de este puente se construirá una losa con un espesor de 0.18 m (ver figura 28).

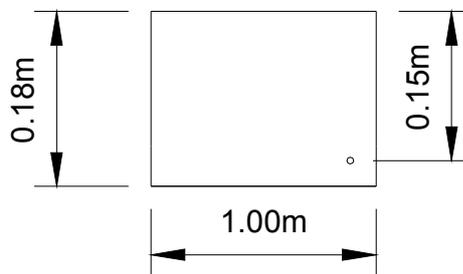
Proponiendo varillas No. 6:

Peralte = d = espesor – recubrimiento - \varnothing varilla/2

Peralte = d = 0.18 – 0.025 – 0.0096

Peralte = d = 0.15 m = 15 cm.

Figura 28. Franja de diseño de la losa



Integración de cargas

Carga muerta

$W = W_{\text{losa}} + W_{\text{poste}} + W_{\text{barandal}}$

$W = (432 + 54 + 11.4) = 497.40 \text{ kg/m}$

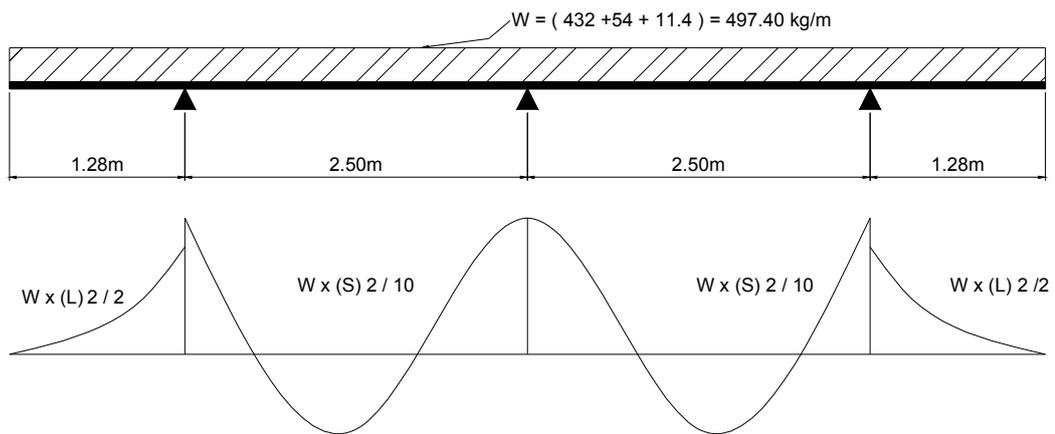
Carga viva

La carga viva se toma como puntual de la carga H15-44

$P = 12,000\text{lb} = 5,442.18 \text{ kg}$

2.5.2.1.2. Cálculo de momentos

Figura 29. Diagrama de momentos



$$M_{cv} = 0.8 \times ((S + 32)/32) \times P$$

$$M_{cv} = 0.8 \times ((6.56 + 2)/32) \times 12,000$$

$$M_{cv} = 2,568 \text{ lb.pie} = 354.96 \text{ kg.m}$$

Momento por carga muerta

(ver figura 29).

$$M_{cm} = (1/2)WL^2$$

$$M_{cm} = (1/2) \times 497.40 \times 1.28^2$$

$$M_{cm} = 407.47 \text{ kg.m}$$

$$M_{cm} = (1/10)WS^2$$

$$M_{cm} = (1/10) \times 497.40 \times 2.50^2$$

$$M_{cm} = 310.88 \text{ kg.m}$$

Carga de impacto

$$I = 15.24/(L + 38) \quad \text{donde:}$$

$$I = 15.24/(2 + 38)$$

$$I = 0.38$$

$$I = 38\% < 30\%$$

$$M_{cv} \times l = (354.96 \times 1.30) = 461.45 \text{ kg.m}$$

Momento último

$$M_u = 1.3 (M_{cm} + 5/3(M_{cv} + l))$$

$$M_u = 1.3 (407.47 + 5/3(461.45))$$

$$M_u = 1,529.52 \text{ kg.m}$$

2.5.2.1.3. Cálculo del refuerzo

Datos de diseño:

$$M_u = 1,458.71 \text{ kg.m}$$
$$f_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$
$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$
$$b = 100 \text{ cm.}$$
$$d = 15 \text{ cm.}$$

Se obtiene:

$$A_s = 4.12 \text{ cm}^2$$
$$A_{s\text{mín}} = 7.5 \text{ cm}^2$$
$$A_{s\text{máx}} = 28.5 \text{ cm}^2$$

Refuerzo transversal principal (cama inferior)

Como el área de acero es menor que el área de acero mínimo, utilizar:

$$A_{s\text{mín}} = 7.5 \text{ cm}^2$$

Colocar varillas No. 5 G40 @ 0.26 m. (ver figura 30).

Refuerzo transversal (cama superior)

$$A_{s\text{temperatura}} = 0.002 \times t \times b$$

$$A_{s\text{temperatura}} = 0.002 \times 18 \times 100$$

$$A_{s\text{temperatura}} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Colocar varillas No. 3 G40 @ 0.20 m. (ver figura 30).

Refuerzo longitudinal (cama superior e inferior)

$$A_s = 220/\sqrt{S} < 67\%$$

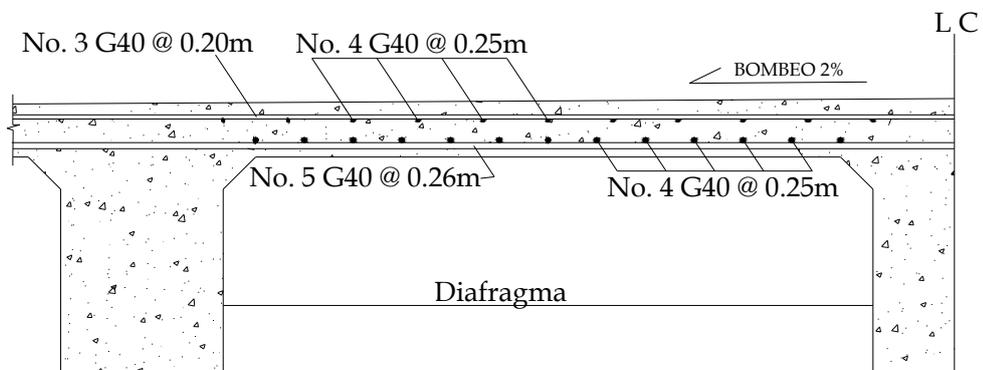
$$A_s = 220/\sqrt{6.56} = 85.90 > 67\%$$

$$A_s = 0.67 \times 7.50 = 5.03 \text{ cm}^2$$

Colocar varillas No. 4 G40 @ 0.25 m.

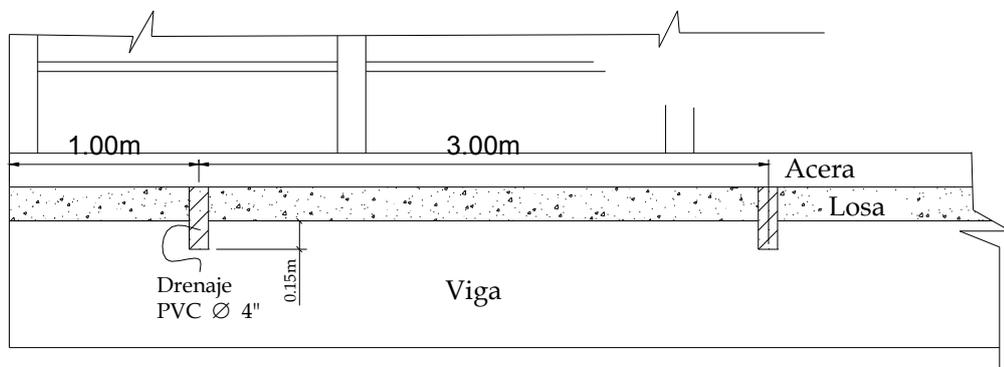
(ver figura 30).

Figura 30. Esquema final de armado de losa



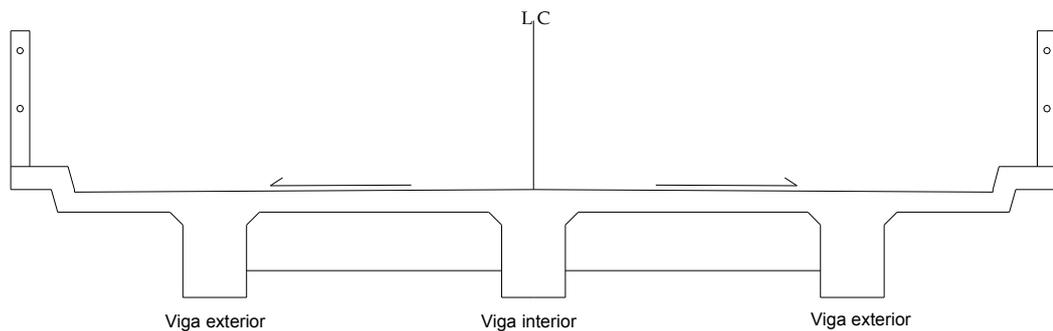
Bombeo y drenajes. El bombeo transversal a la losa es del 2%. La tubería a usar es de PVC de $\varnothing 4''$ a cada 3 metros a lo largo de la losa.

Figura 31. Detalle de drenaje



2.5.2.2. Diseño de vigas

Figura 32. Sección transversal de las superestructura



Para el diseño de este puente, la superestructura cuenta con tres vigas, dos exteriores y una interna, para cada viga se integran las cargas correspondientes y se diseñan de acuerdo a las especificaciones como se describe a continuación (ver figura 32).

2.5.2.2.1. Cálculo del peralte y la base

Viga interior y exterior

Para la base de las vigas se utilizó $1/2 \times d$.

Luz a línea central de apoyos			$Llca = 13.60 \text{ m}$
Luz libre			$LI = 13.20 \text{ m}$
Luz eficaz			$Le = 14.00 \text{ m}$
Peralte	$d = Llca/16$	$d = 13.60/16$	$d = 0.85 \text{ m}$
Base	$b = 1/2 \times d$	$b = 1/2 \times 0.85 \Rightarrow$	$b = 0.43 \text{ m}$

Para las vigas, la base se incrementó a $b = 0.50$ m, para que el refuerzo a colocar pueda satisfacer las especificaciones respecto a recubrimiento y separación de barras paralelas.

Integración de cargas

Carga muerta

Viga exterior

$$W_{\text{losa}} = 432 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{poste}} = 54 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{barandal}} = 11.4 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga exterior}} = 1,080 \text{ kg/m}$$

 $W = 1,577.40 \text{ kg/m}$

Viga interior

$$W_{\text{losa}} = 432 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{poste}} = 54 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{barandal}} = 11.4 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga interior}} = 1,080 \text{ kg/m}$$

 $W = 1,577.40 \text{ kg/m}$

$$\text{Diafragma exterior} = 360 \text{ kg}$$

$$\text{Diafragma interior} = \underline{489.6 \text{ kg}}$$

$$849.6 \text{ kg}$$

Carga viva

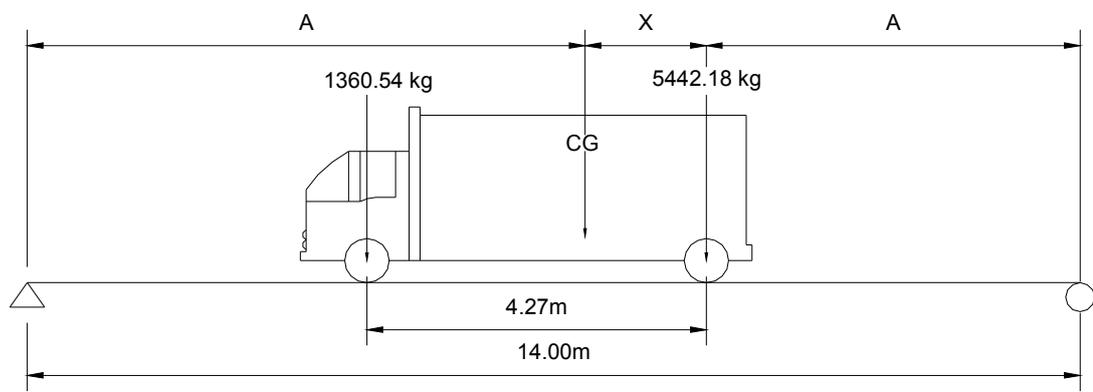
Factor de distribución

$$\text{FD viga exterior} = 1.00$$

$$\text{FD viga interior} = 1.99$$

Momento de carga viva. En este proyecto se utilizó H15-44 (ver figura 33). 44 es el año en el cual se hizo la especificación (1944).

Figura 33. Posición crítica del camión para producir momento máximo



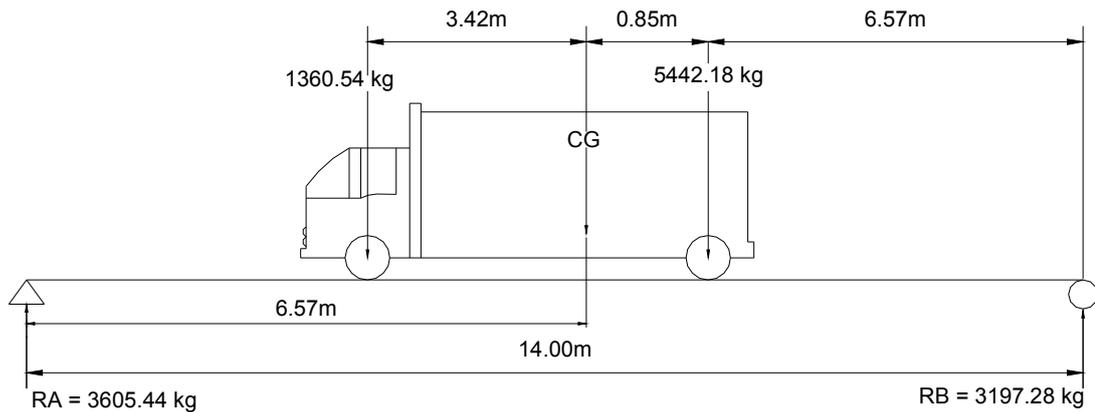
Para poder encontrar los valores de A y X, se hace sumatoria de momentos en CG.

$$\Sigma M_{cg} = 0 \Rightarrow 5,442.18X - 1,360.54(4.27 - X) = 0 \quad X = 0.85 \text{ m.}$$

$$\text{Y luego } \Rightarrow 2A + 0.85 = 14 \Rightarrow A = 6.57 \text{ m}$$

Conociendo los valores de A y X, se hace el diagrama de cuerpo libre de la carga viva, como se indica en la figura 34.

Figura 34. Diagrama de cuerpo libre por carga viva



Hallando las reacciones RA, RB:

$$\sum M_b = 0$$

$$7.42 \times 6,802.72 = 14 \times RA \quad \Rightarrow \quad RA = 3,605.44 \text{ kg.}$$

$$RB = 6,802.72 - 3,605.49 \Rightarrow \quad RB = 3,197.28 \text{ kg.}$$

Momento máximo

$$M_{\text{máx.}} = (3,605.44 \times 6.57) - (1,360.54 \times 3.42)$$

$$M_{\text{máx.}} = 19,034.69 \text{ kg.m}$$

Impacto

$$I = 15.24 / (L + 38)$$

$$I = 15.24 / (14 + 38) \Rightarrow \quad I = 0.29$$

$$M_{\text{vigas}} = M_{\text{cv}} \times I \times FD$$

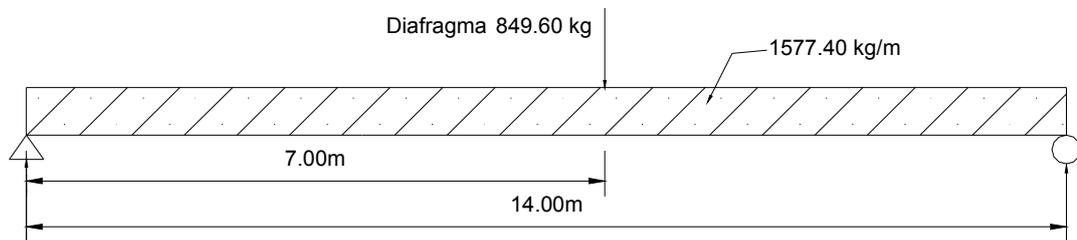
$$M. \text{ viga exterior} = 19,034.69 \times 1.29 \times 1.00 \quad M. \text{ viga exterior} = 24,554.75 \text{ kg.m}$$

$$M. \text{ viga interior} = 19,034.69 \times 1.29 \times 1.99 \quad M. \text{ Viga interior} = 48,863.95 \text{ kg.m}$$

2.5.2.2.2. Diseño de viga intermedia

2.5.2.2.2.1. Cálculo de momentos

Figura 35. Diagrama de cuerpo libre de carga muerta



$$M_{\text{máx}} = WL^2/8 + Pa \quad (\text{ver figura 35}).$$

$$M_{\text{máx}} = (1,577.40 \times 14^2)/8 + (849.60 \times 7) \Rightarrow M_{\text{máx}} = 44,593.50 \text{ kg.m}$$

2.5.2.2.2.2. Cálculo de refuerzo

Para el diseño de la viga interior, se usó acero grado 60 para el refuerzo a flexión y acero grado 40 para el refuerzo a corte.

Diseño a flexión

$$M_u = 1.3(M_{cm} + 5/3 (M_{cv} \times l \times FD))$$

$$M_u = 1.3(44,593.50 + 5/3 (48,863.95)) \Rightarrow M_u = 163,843.44 \text{ kg.m}$$

Datos:

$$M_u = 163,843.44 \text{ kg.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 83.57 \text{ cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,218 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{smín} = 13.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 59 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 58.59 \text{ cm}^2$$

Chequeo de acero mínimo y máximo

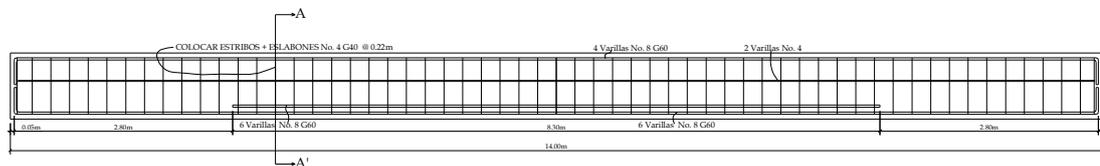
Debido a que hay una mínima diferencia entre A_s y $A_{smáx}$, no se reforzará.

Colocar: 12 varillas No. 8 G60 (cama inferior)

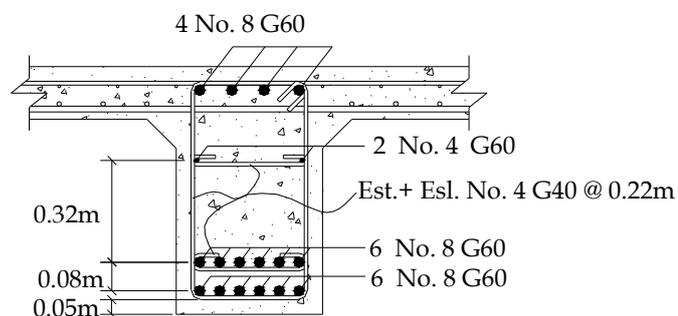
4 varillas No. 8 G60 (cama superior) (ver figura 36).

Figura 36. Armado final de viga interior

Elevación

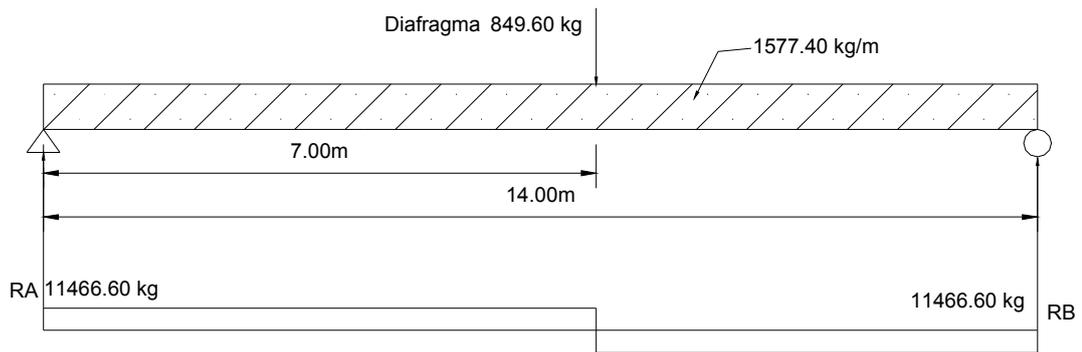


Corte A-A'



2.5.2.2.2.3. Diseño a corte

Figura 37. Diagrama de cuerpo libre de carga muerta, para corte de viga interior



$$R_a = R_b = WL/2 + P/2$$

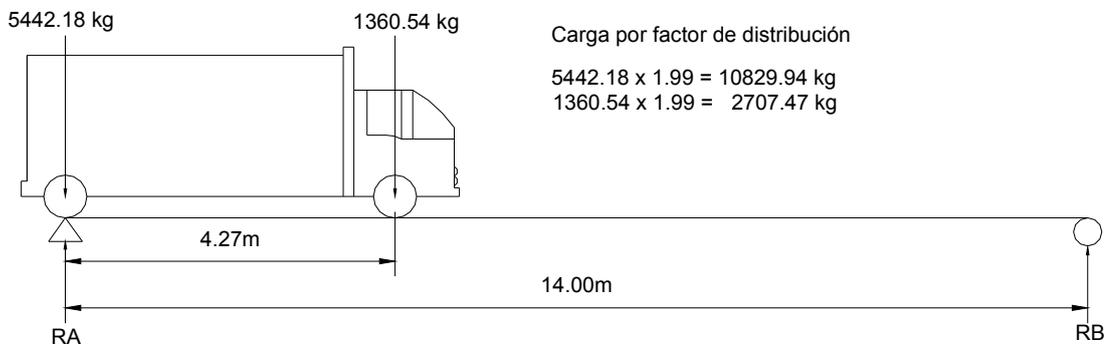
$$R_a = R_b = (1,577.40 \times 14)/2 + 849.60/2$$

$$R_a = R_b = 11,466.60 \text{ kg} = V_{cm}$$

(ver figura 37).

Carga viva afectada por el factor de distribución para la viga interior $F_d = 1.99$

Figura 38. Diagrama de cuerpo libre de carga viva, para corte en viga interior



$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_a(14) - (10,829.94 \times 14) - (2,707.47 \times 9.73) = 0$$

$$R_a = V_{cv} = 12,711.63 \text{ kg}$$

(ver figura 38).

Por impacto

$$V_{cv} \times l = 12,711.63 \times 1.29$$

$$V_{cv} \times l = 16,398 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1.3 (V_{cm} + 5/3 (V_{cv} + l))$$

$$V_u = 1.3 (11,466.60 + 5/3 (16,398)) \Rightarrow V_u = 50,435.59 \text{ kg}$$

Corte que resiste el concreto

$$V_{cr} = 0.53 \sqrt{f_c} b d$$

$$V_{cr} = 0.53 \times \sqrt{210} \times 50 \times 83.57$$

$$V_{cr} = 32,092.68 \text{ kg}$$

$$\text{Corte Actuante} \Rightarrow V_s = (V_u - (\phi \times V_{cr})) / \phi$$

$$V_s = (50,435.59 - (0.85 \times 32,092.68)) / 0.85$$

$$V_s = 27,243.31 \text{ kg}$$

Espaciamiento

$$S = (2 \times A_v \times f_y \times d) / V_s$$

$$S = (2 \times 1.27 \times 2,812 \times 83.57) / 27,243.31$$

$$\Rightarrow S = 22 \text{ cm}$$

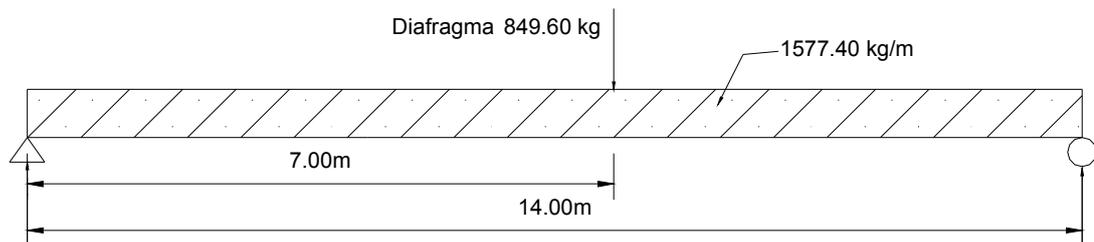
Colocar estribos + eslabones No. 4 G40 @ 0.22 m.

(ver figura 36).

2.5.2.2.3. Diseño de viga exterior

2.5.2.2.3.1. Cálculo de momentos

Figura 39. Diagrama de cuerpo libre por carga muerta



$$M_{\text{máx}} = WL^2/8 + Pa \quad (\text{ver figura 39}).$$

$$M_{\text{máx}} = (1,577.40 \times 14^2)/8 + (849.60 \times 7) \Rightarrow M_{\text{máx}} = 44,593.50 \text{ kg.m}$$

2.5.2.2.3.2. Cálculo del refuerzo

Para el diseño de la viga interior, se usará acero grado 60 para el refuerzo a flexión y acero grado 40 para el refuerzo a corte.

Diseño a flexión

$$M_u = 1.3(M_{cm} + 5/3 (M_{cv} \times l \times FD)) \Rightarrow$$

$$M_u = 1.3(44,593.50 + 5/3 (24,554.75)) \Rightarrow M_u = 111,173.51 \text{ kg.m}$$

$$M_u = 111,173.51 \text{ kg.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 83.57 \text{ cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,218 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 41.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 12.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 53.84 \text{ cm}^2$$

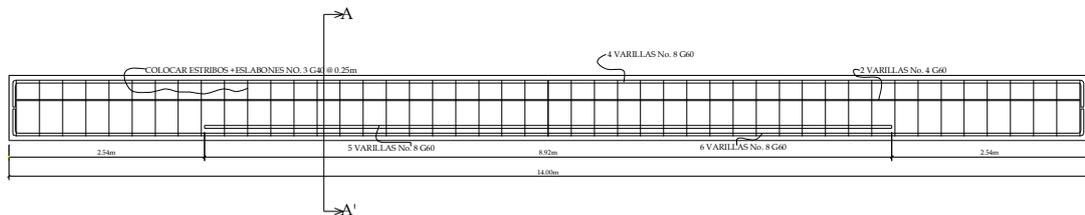
Chequeo de acero mínimo y máximo

$$A_{s\text{mín}} < A_s < A_{s\text{máx}}$$

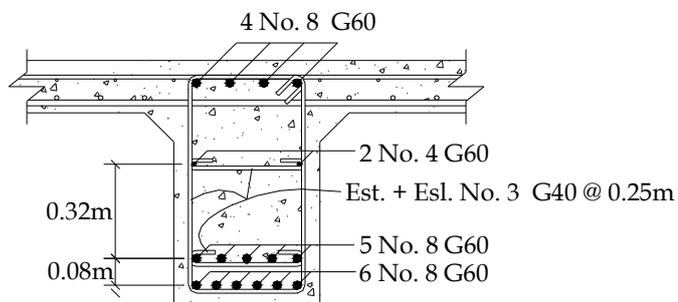
Colocar: 11 varillas No. 8 G60 (cama inferior)
4 varillas No. 8 G60 (cama superior) (ver figura 40).

Figura 40. Armado final de viga exterior

Elevación

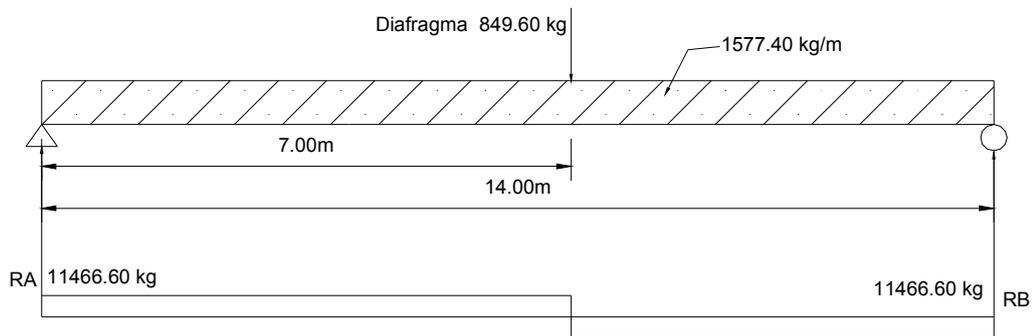


Corte A-A'



2.5.2.2.3.3. Diseño a corte

Figura 41. Diagrama de cuerpo libre de carga muerta para corte de viga exterior



$$R_a = R_b = WL/2 + P/2$$

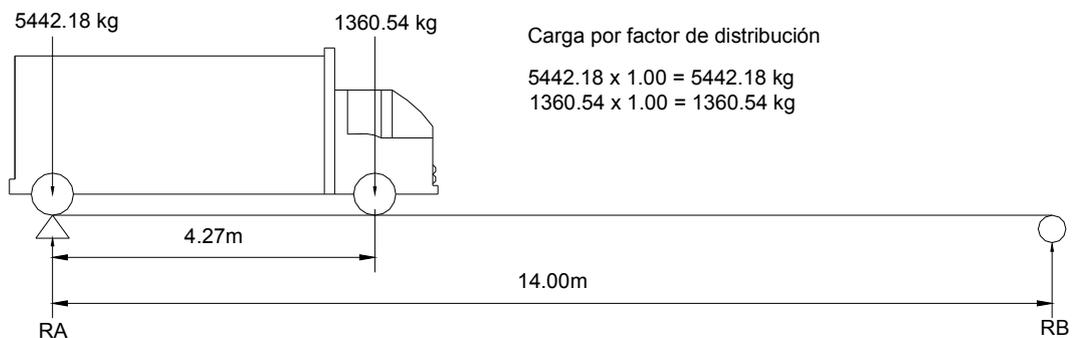
$$R_a = R_b = (1,577.40 \times 14)/2 + 849.60/2$$

$$R_a = R_b = 11,466.60 \text{ kg} = V_{cm}$$

(ver figura 41).

Carga viva: afectada por el factor de distribución para la viga interior $F_d = 1.00$

Figura 42. Diagrama de cuerpo libre de carga viva, para corte de viga exterior



De acuerdo a la figura 42:

$$\Sigma Mb = 0$$

$$Ra(14) - (5,442.18 \times 14) - (1,360.54 \times 9.73) = 0$$

$$Ra = Vcv = 6,387.76 \text{ kg}$$

Por impacto

$$Vcv \times l = 8,751.23 \times 1.29$$

$$Vcv \times l = 11,289.09 \text{ kg.m}$$

Diseño a corte

$$Vu = 1.3 (Vcm + 5/3 (Vcv \times l))$$

$$Vu = 1.3 (11,466.60 + 5/3 (11,289.09)) \Rightarrow Vu = 39,366.28 \text{ kg}$$

Corte que resiste el concreto

$$Vcr = 0.53 \sqrt{f'c} \times b \times d$$

$$Vcr = 0.53 \times \sqrt{210} \times 50 \times 76.91$$

$$Vcr = 29,535.09 \text{ kg}$$

$$\text{Corte actuante} \Rightarrow Vs = (Vu - (\phi \times Vcr)) / \phi$$

$$Vs = (39,366.29 - (0.85 \times 29,535.09)) / 0.85$$

$$Vs = 16,778.19 \text{ kg}$$

Espaciamiento

$$S = (2 \times Av \times fy \times d) / Vs$$

$$S = (2 \times 0.71 \times 2,812 \times 76.91) / 16,778.19 \Rightarrow S = 25 \text{ cm}$$

Colocar estribos y eslabones No. 3 G40 @ 0.25 m. (ver figura 40).

2.5.2.3. Diseño de diafragmas

En este proyecto se diseñaron dos diafragmas externos y un interno.

2.5.2.3.1. Diseño de diafragma interior

Viga interior $H = 0.90$ m.

Diafragma interior $h = \frac{3}{4} \times H \Rightarrow h = \frac{3}{4} \times 0.90 \Rightarrow h = 0.68$ m
 $b = 0.30$ m

$A_s = (14.1 \times b \times d) / f_y$

$A_s = (14.1 \times 30 \times 63) / 2,810$

$A_s = 9.48 \text{ cm}^2$

Colocar 4 varillas No. 6 G40 (cama superior e inferior)

Los estribos deben ir espaciados a un máximo de $\frac{1}{2} d$. (vea figura 43).

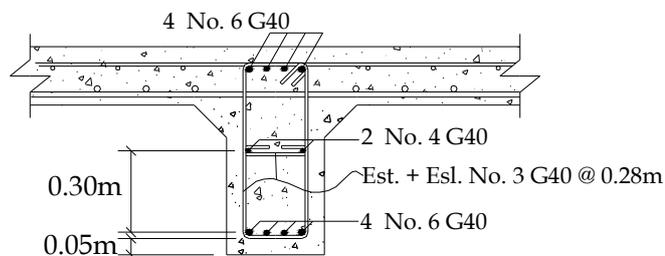
S = espaciamiento de estribos

$S_{\text{máx}} = \frac{1}{2} d \Rightarrow S_{\text{máx}} = \frac{1}{2} \times 0.63 \Rightarrow S_{\text{máx}} = 0.31$ m.

Para el diseño se propone una separación de 0.28 m.

Colocar, Est. No. 3 G40 y Esl. No. 3 G40 @ 0.28 m.

Figura 43. Geometría y refuerzo de diafragma interior



2.5.2.3.2. Diseño de diafragma exterior

Viga exterior $H = 0.90 \text{ m}$.

$$\begin{aligned} \text{Diafragma exterior } h &= \frac{1}{2} \times H \Rightarrow h = \frac{1}{2} \times 0.90 \Rightarrow h = 0.45 \text{ m} \\ b &= 0.30 \text{ m} \end{aligned}$$

Utilizar el $h_{\text{mín}} = 0.50 \text{ m}$

$$A_s = (14.1 \times b \times d) / F_y$$

$$A_s = (14.1 \times 30 \times 45) / 2,810$$

$$A_s = 6.77 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Utilizar 3 varillas No. 6 G40 (cama superior e inferior)

Los estribos deben ir espaciados a un máximo de $\frac{1}{2} d$ (ver detalle en figura 44).

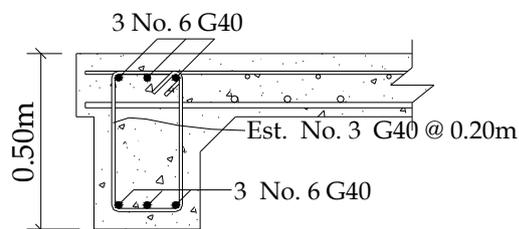
$S_{\text{máx}} =$ espaciamiento de estribos

$$S_{\text{máx}} = \frac{1}{2} \times d \Rightarrow S_{\text{máx}} = \frac{1}{2} \times 0.45 \Rightarrow S_{\text{máx}} = 0.22 \text{ m}.$$

Para este diseño propuse una separación de 0.20 m.

Colocar Est. No. 3 G40 @ 0.20 m.

Figura 44. Geometría y refuerzo de diafragma exterior



2.5.3. Diseño de la subestructura

2.5.3.1. Diseño de la cortina

Figura 45. Dimensionamiento de cortina y viga de apoyo

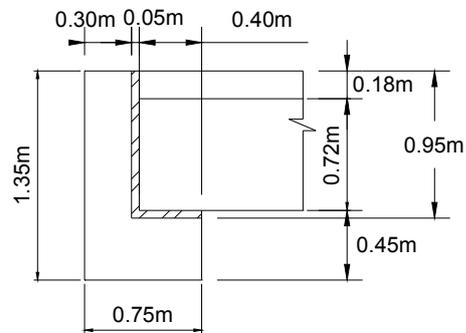
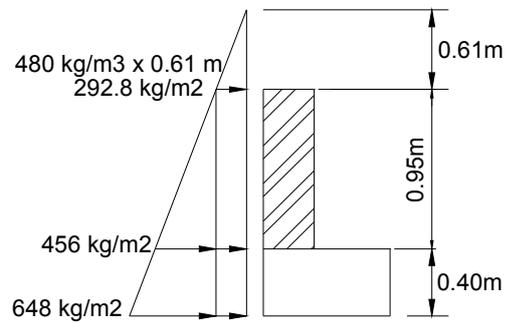


Figura 46. Sobrecarga del suelo



Cálculo de empuje

(ver figura 47).

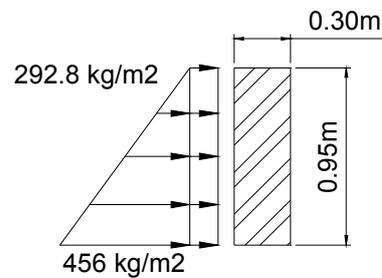
$$F = (Sob \times H) + (Sobc \times H/2)$$

$$F = (292.8 \times 0.95) + (1/2 \times 456 \times 0.95)$$

$$F = 278.16 + 216.6$$

$$F = 494.76 \text{ kg/m}$$

Figura 47. Diagrama de empuje

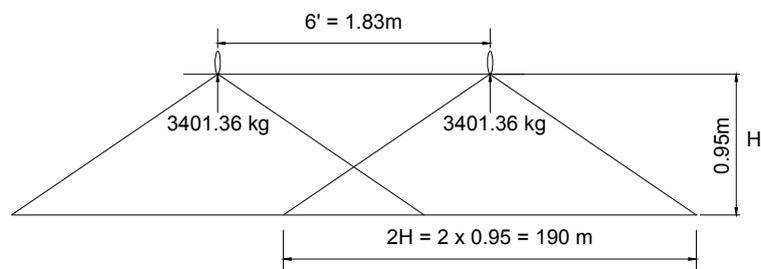


Cálculo de fuerza longitudinal

(ver figura 48).

$$F_l = (0.05 \times P) / 2H$$

Figura 48. Fuerza longitudinal



$$FI = (0.05 \times 6802.72) / 1.90$$

$$FI = 179.02 \text{ kg / m}$$

$$\text{Brazo} = 1.83 + 0.95 \quad \Rightarrow \quad \text{Brazo} = 2.78 \text{ m.}$$

Cálculo de sismo. Peso propio de la cortina para 1 metro de ancho.

$$W = (0.30 \times 0.95 \times 1 \times 2,400)$$

$$W = 684 \text{ kg.}$$

$$EQ = 0.12 \times W$$

$$EQ = (0.12 \times 684) \quad \Rightarrow \quad EQ = 82.08 \text{ kg.}$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} = H/2 = 0.95/2 = 0.475$$

Combinación de cargas para momento

$$\text{Grupo III: } 1.3 (\text{Esob.} + \text{Es} + \text{LF})$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3 (\text{Esob} + \text{Es} + \text{S})$$

Grupo III:

$$M = 1.3 ((278.16 \times 0.95)/2 + (216.6 \times 0.95)/3 + (179.02 \times 2.78))$$

$$M = 907.91 \text{ kg.m}$$

Grupo VII:

$$M = 1.3 ((278.16 \times 0.95)/2 + (216.6 \times 0.95)/3 + (82.08 \times 0.475))$$

$$M = 239.71 \text{ kg.m}$$

Por lo tanto, se diseñará con el Grupo III, que es el mayor de los dos.

Área de acero

$$\text{Datos: } \quad Mu = 907.47 \text{ kg.m}$$

$$d = 24.21 \text{ cm}$$

$$b = 95 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

Proponiendo varillas No. 5 G40

$$A_s = 1.50$$

$$A_{s\text{mín}} = 11.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 42.53 \text{ cm}^2$$

Utilizar el área de acero mínimo

$$A_{s\text{mín}} = 11.50 \text{ cm}^2$$

Colocar 6 varillas No. 5 G40

(ver figura 49).

Combinación de cargas para corte

GRUPO III: 1.3 (F + LF)

GRUPO VII: 1.3 (F+ S)

GRUPO III

$$M = 1.3 (494.76 + 179.02) \quad M = 875.91 \text{ kg}$$

GRUPO VII

$$M = 1.3 (494.76 + 82.08) \quad M = 749.89 \text{ kg}$$

Se diseña con el grupo III por ser el mayor.

$$V_u = 875.91 / (24.05 \times 95)$$

$$V_u = 0.3213 \text{ kg/cm}^2$$

Corte resistente del concreto

$$V_{uc} = 0.53 \times \phi \times \sqrt{f'_c} \times$$

$$V_{uc} = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \quad V_{uc} = 6.53 \text{ kg/cm}^2$$

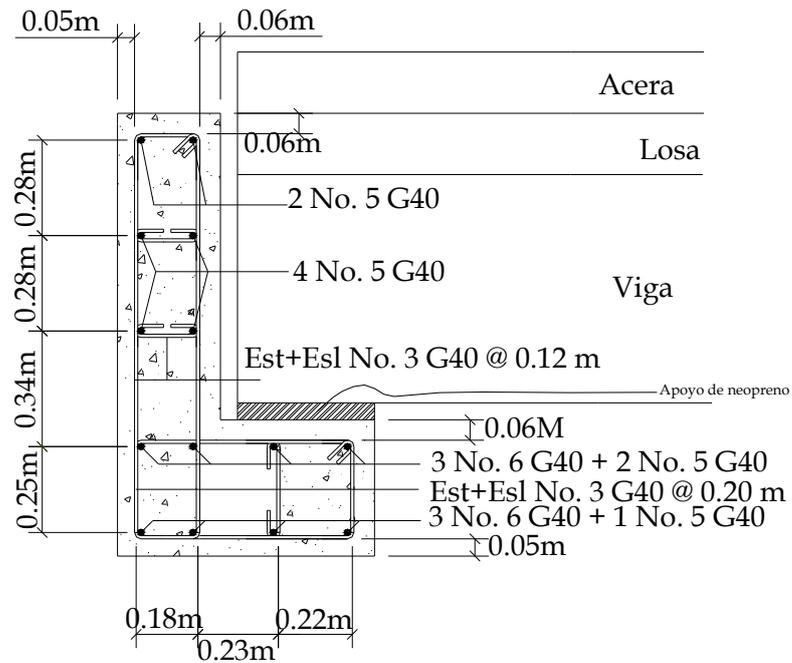
Como $V_u < V_{uc}$, por lo tanto el concreto resiste.

Entonces utilizar $S_{máx.} = d/2 = 24.21/2 = 12 \text{ cm}$

Colocar Est. y Esl. No. 3 @ 0.12 m

(ver figura 49).

Figura 49. Armado final de viga de apoyo y cortina



2.5.3.2. Diseño de viga de apoyo

$$A_{smin.} = (14.1/f_y) \times b \times h$$

$$A_{smin.} = (14.1/2,810) \times 75 \times 40$$

$$A_{smín.} = 15.03 \text{ cm}^2$$

Colocar 6 No. 6 G40 y 2 No. 5 G40

Colocar Est. y Esl. No. 3 G40 @ 0.20 m.

(ver figura 49).

2.5.3.3. Diseño del ala

Las alas son de concreto ciclópeo y se diseñan con base en las mismas características del proyecto anterior.

2.5.3.4. Diseño del estribo de concreto ciclópeo

W_{concreto}	$= 2,400$	kg/m^3
$W_{\text{concreto ciclópeo}}$	$= 2,700$	kg/m^3
W_{suelo}	$= 1,900$	kg/m^3
Valor soporte	$= 30,000$	kg/m^2

Figura 50. Geometría y diagrama de presiones de los estribos

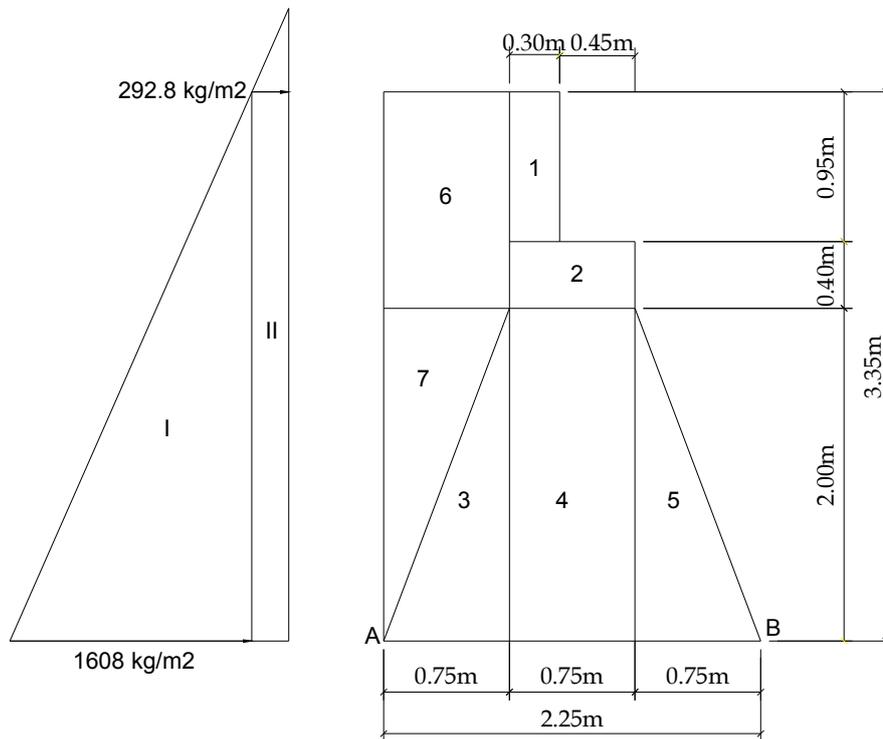


Tabla V. Momento de volteo

Sección	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento respecto a B
I	2,693.40	1.12	3,016.61
II	980.88	1.68	1,647.88
	E = 3,674.28		MV = 4,664.49

Tabla VI. Momento estabilizante

Sección	Área (m ²)	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg.m)
1	0.29	684	1.35	923.00
2	0.30	720	1.13	813.60
3	0.75	2,025	1.75	3,543.75
4	1.50	4,050	1.13	4,576.50
5	0.75	2,025	0.50	1,012.50
6	0.98	1,862	1.88	3,500.56
7	0.75	1,425	2.00	2,850.00
		W=12,791 kg		ME= 17,220.31 kg.m

Chequeo del estribo (sin superestructura)

Volteo = ME/MV > 1.5

Volteo = 17,220.31/4,664.69 ⇒ 3.69 > 1.5 Resiste volteo

Deslizamiento = (0.5 x W)/E

Deslizamiento = (0.5 x 12,791)/3,674.28 1.74 > 1.5 Resiste deslizamiento

Presiones

$$a = (ME - MV) / W \Rightarrow a = (17,220.31 - 4,664.49) / 12,791 \quad a = 0.98$$

$$b/3 = 2.25/3 = 0.75 < 0.98$$

$$e = b/2 - a \quad e = 2.25/2 - 0.98 \quad e = 0.15$$

$$P = W/A \times (1 \pm (6 \times e/b))$$

$$P = (12,791/2.25) \times (1 \pm (6 \times 0.15/2.25))$$

$$P_{\text{máx.}} = 7,934.38 < 30,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{mín.}} = 3,410.93 > 0$$

Como la presión máxima es menor que la capacidad de soporte del suelo, y la presión mínima es mayor que cero, entonces el suelo resiste las presiones.

Comprobación del muro con superestructura y carga viva

$$CM + CV = 19,554.67 \text{ kg.}$$

$$\text{Brazo} = 1.125 \text{ (punto medio de la base)}$$

$$ME1 = (CM + CV) \times \text{brazo}$$

$$ME1 = 19,554.67 \times 1.125 \Rightarrow ME = 21,999 \text{ kg.m}$$

$$MEt = ME1 + ME$$

$$MEt = 21,999 + 17,220.31 \Rightarrow MEt = 39,219.31 \text{ kg.m}$$

Revisión de presiones

$$a = (MEt - MV) / ((CM + CV) + W)$$

$$a = (39,219.31 - 4,664.49) / (19,554.67 + 12,791)$$

$$a = 1.068$$

$$e = 2.25/2 - 1.068 \quad e = 2.25/2 - 1.068 \quad e = 0.057$$

$$2.25/3 < 1.068 \quad \Rightarrow \quad 0.75 < 1.068$$

$$P = (12,791 + 19,554.67)/2.25 \times (1 \pm (6 \times 0.06)/2.25)$$

$$P_{\text{máx.}} = 14,376.37 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{mín.}} = 12,075.72 \text{ kg/m}^2$$

El suelo resiste las presiones.

Verificación del muro de concreto ciclópeo con sismo (sin carga viva)

Se toman los momentos de volteo en el sentido horizontal.

$$W1 = W + C_m$$

$$W1 = 12,791 + 7,990.04 \Rightarrow W1 = 20,781.04 \text{ kg}$$

$$ME2 = ME + (C_M \times \text{brazo})$$

$$ME2 = 17,220.31 + (7,990.04 \times 1.125) \Rightarrow ME2 = 26,219.23 \text{ kg.m}$$

Fuerza horizontal:

$$FH = (1.08 \times E) + (0.08 \times W1)$$

$$FH = (1.08 \times 3,674.28) + (0.08 \times 20,781.04)$$

$$FH = 5,630.71 \text{ kg.}$$

Tabla VII. Momento de volteo en el sentido horizontal

Sección	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento (kg.m)
1	684	2.88	1,969.38
2	720	2.20	1,584.00
3	2,025	0.67	1,356.75
4	4,050	1.00	4,050.00
5	2,025	0.67	1,356.75
6	1,923	2.68	4,971.54
7	1,425	1.33	1,895.25
			MV2 = 17,358.16 kg.m

$$MEQ = 0.08 \times MV2$$

$$MEQ = 0.08 \times 17,358.16 \Rightarrow MEQ = 1,388.65 \text{ kg.m}$$

$$MV3 = (1.08 \times MV) + (CM \times 0.08 \times h) + MEQ$$

$$MV3 = (1.08 \times 4,664.49) + (7,990.04 \times 0.08 \times 2.40) + 1,388.65$$

$$MV3 = 7,960.38 \text{ kg.m}$$

Comprobación de volteo

$$V = ME2/MV3 \Rightarrow V = 26,219.23/7,960.38 \Rightarrow V = 3.29 > 1.5$$

Comprobación de deslizamiento

$$D = (0.5 \times W1)/FH$$

$$D = (0.5 \times 20781.04)/5,630.71$$

$$D = 1.84 > 1.5$$

Como ambos resultados son mayores de 1.5, la estructura de concreto ciclópeo es apta.

Comprobación de presiones:

$$a = (ME2 - MV3) / W1$$

$$a = (26,219.23 - 7,960.38)/20,781.04 \Rightarrow a = 0.88$$

$$3 \times a = 2.64$$

$$e = 2.25/2 - 0.88 \Rightarrow e = 0.245$$

$$P. = (W1/A) \times (1 \pm (6 \times e)/b)$$

$$P = (20,781.04/2.25) \times (1 \pm (6 \times 0.245)/2.25)$$

$$P_{\text{máx.}} = 15,270.22 \text{ kg/m}^2 < 25,000 \text{ kg/m}^2$$

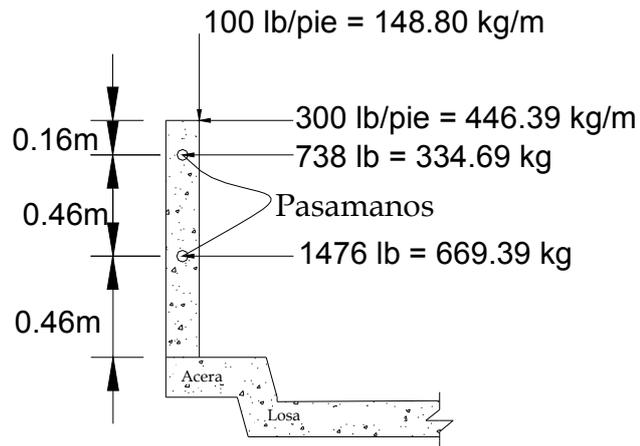
$$P_{\text{mím.}} = 3,201.82 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Como ambas presiones están dentro de los parámetros de diseño, el suelo resiste las presiones.

2.5.4. Diseño de barandal

Los postes para este proyecto quedaron a una separación de 1.58 m con una altura de 1.07 m (ver figura 51).

Figura 51. Carga de diseño para postes



Se calcula el momento resultante, a partir de las cargas vivas y muertas.

$$\Sigma M = 0 \quad \rightarrow \quad M_{\text{resultante}} = 4428 \text{ lb.pie} \quad \rightarrow \quad M_{\text{resultante}} = 612.06 \text{ kg.m}$$

Se diseñará el poste con los datos siguientes:

$$M = 612.06 \text{ kg.m}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 0.15 \text{ m.} = 15 \text{ cm}$$

$$d = 0.12 \text{ m.} = 12 \text{ cm}$$

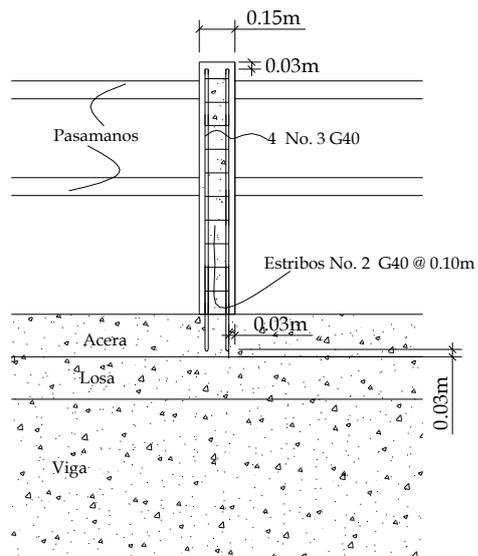
$$A_s = 2.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = \rho_{\text{mín}} \times b \times d = 0.005 \times 15 \times 12 = 0.90 \text{ cm}^2$$

4 No. 3 G40 + Est. No. 2 @ 0.10m.

(ver figura 52).

Figura 52. Detalle lateral de armado de poste



2.5.5. Elaboración de planos

Se elaboraron los planos como los del proyecto anterior (ver anexos).

2.5.6. Elaboración de presupuesto

El presupuesto se elaboró con los mismos criterios que se utilizaron en el presupuesto del puente vehicular del Caserío Pancá.

Presupuesto por renglones de trabajo

Proyecto: Puente vehicular
Ubicación: Paraje Paxamaramac, Aldea Patulup
Municipio: Momostenango
Departamento: Totonicapán

Tabla VIII. Costo matemático total del proyecto

Actividad	Cantidad	Unidad	P/Unitario	Total
Trabajos preliminares	327	m ²	Q 25.67	Q 8,394.09
Estribos (incluye alas)	50	m ³	Q 1,406.68	Q 70,334.00
Viga (interior y exterior)	42	ml	Q 3,000.83	Q 126,034.86
Diafragma exterior	16	ml	Q 763.72	Q 12,219.52
Diafragma interior	4	ml	Q 912.38	Q 3,649.50
Viga de apoyo o alzado	16.4	ml	Q 1,969.45	Q 32,298.98
Losa de rodadura	109.6	m ²	Q 857.41	Q 93,972.14
Banqueta + mordiente	28	ml	Q 449.68	Q 12,591.00
Baranda	28	ml	Q 565.18	Q 15,825.04
Aproche + gaviones	86.35	m ³	Q 600.00	Q 51,810.00
Drenaje	6	Unidad	Q 200.00	Q 1,200.00
Subtotal				Q 428,329.13
Costos indirectos				Q 107,082.28
Imprevistos				Q 42,832.91
Utilidad				Q 42,832.91
Total del proyecto				Q 621,077.23

CONCLUSIONES

1. El ejercicio profesional supervisado (E.P.S) es una experiencia que permite enfrentar la realidad de nuestra carrera. Por eso, cuando se está en el campo es necesario combinar la teoría y los criterios técnicos para darle solución a problemas de infraestructura.
2. La construcción de los puentes vehiculares del Caserío Pancá y el Paraje Paxamaramac contribuirá considerablemente al desarrollo económico y social de ambas comunidades, porque podrán trasladar sus productos a la cabecera municipal.
3. La incorporación de obras de protección en las subestructuras de los puentes vehiculares fue necesario, para darle seguridad y garantía a la estructura durante su vida útil.
4. Para el diseño de puentes, es necesario aplicar otras ciencias de la Ingeniería, como: mecánica de suelos, hidrología, entre otras, para poder obtener un diseño seguro del proyecto.

RECOMENDACIONES

A la corporación municipal de Momostenango:

1. Garantizar la supervisión técnica y el control de calidad de los materiales por parte de un profesional de la Ingeniería Civil, durante la construcción de los dos puentes vehiculares.
2. Mantener el vínculo con la Universidad de San Carlos de Guatemala y la Facultad de Ingeniería, a través del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S).
3. Brindar el apoyo necesario a todos los practicantes de distintas áreas, porque ellos representan beneficio para el desarrollo de este municipio.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of state Highways and Transportation Officials (AASHTO). **Standar specifications for higways and bridges.** 16^a edición. Estados Unidos 1996.
2. Dirección General de Caminos. **Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes.** Guatemala 2001.
3. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones.** 4^a edición. México: Editorial Limusa. 1999. 640 pp.
4. Park, R y T. Paulay. **Estructuras de concreto reforzado.** 1^a edición. México: Editorial Limusa, 1997. 796 pp.
5. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. **Diseño de puentes.** Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1988. 88 pp.

6. Juárez Cárdenas, Víctor Leonardo. Diseño de tres puentes en el municipio de San Marcos, dirección y supervisión de la instalación de la red de distribución de agua potable de la Aldea San Rafael Soche y análisis a su línea de conducción. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1984. 212 pp.
7. Padilla García, Francisco José. Diseño del puente vehicular y ampliación de la calle de acceso al puente entre las colonias San Isidro y Alta Loma del municipio de Jocotenango, Sacatepéquez. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2003. 151pp.
8. Valladares, Oscar Alfredo. Diseño de dos puentes y un salón de usos múltiples en la cabecera departamental de Jalapa. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2001. 158 pp.
9. Valle Peralta, Luisa Antonieta. Procedimiento de evaluación de estructuras de puentes para mantenimiento y reparación. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería Civil, 1996. 130 pp.

ANEXOS