

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA COLONIA
LINDA VISTA, MUNICIPIO DE JALAPA,
DEPARTAMENTO DE JALAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JOSÉ MARIANO SANDOVAL POLANCO

ASESORADO POR EL INGENIERO MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortíz de León
VOCAL V	Br. José Alfredo Ortíz Herincx
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Inga. Dilma Mejicanos Jol
EXAMINADOR	Ing. Juan Ramón Ordóñez
EXAMINADOR	Ing. Renzo Gracioso Sierra
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

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 DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA COLONIA LINDA VISTA, MUNICIPIO DE JALAPA, DEPARTAMENTO DE JALAPA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, en marzo de 2010.



José Mariano Sandoval Polanco



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 22 de febrero de 2010.
Ref.EPS.DOC.368.02.10.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

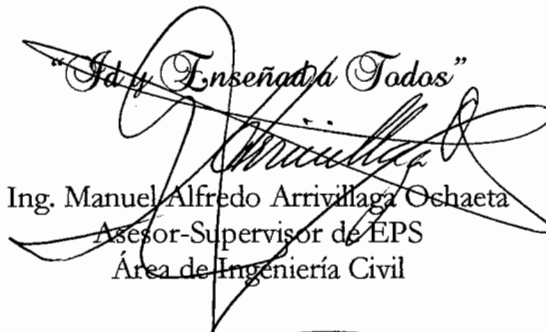
Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **José Mariano Sandoval Polando** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200517722**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA COLONIA LINDA VISTA, MUNICIPIO DE JALAPA, DEPARTAMENTO DE JALAPA”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo
MAAO/ra





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 22 de febrero de 2010.
Ref.EPS.D.144.02.10

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

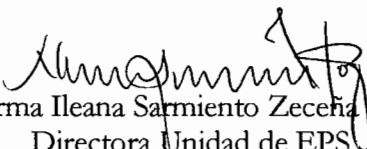
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA COLONIA LINDA VISTA, MUNICIPIO DE JALAPA, DEPARTAMENTO DE JALAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **José Mariano Sandoval Polando**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta .

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecena de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





Guatemala,
3 de marzo 2010

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA COLONIA LINDA VISTA, MUNICIPIO DE JALAPA, DEPARTAMENTO DE JALAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Mariano Sandoval Polanco, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante José Mariano Sandoval Polanco, titulado DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA COLONIA LINDA VISTA, MUNICIPIO DE JALAPA, DEPARTAMENTO DE JALAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro



Guatemala, marzo de 2010

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA COLONIA LINDA VISTA, MUNICIPIO DE JALAPA, DEPARTAMENTO DE JALAPA**, presentado por el estudiante universitario **José Mariano Sandoval Polanco**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

A large, stylized handwritten signature in black ink, consisting of a large oval shape above a horizontal line with a vertical stroke extending downwards.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, marzo de 2010



/cc

ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Por las bendiciones en todo momento de la vida.
- MIS ABUELOS** En especial a la memoria de mi abuela, María Elvira Aguilar, que mi triunfo llegue hasta ella a través del creador y así poder compartirlo.
- MIS PADRES** Fredy Sandoval y Mirta Polanco de Sandoval, por ser mi principal fuente de inspiración y sobre todo, por el apoyo incondicional que me brindaron. Le pido a nuestro creador que derrame bendiciones hoy, mañana y siempre.
- MIS HERMANOS** Mariela Sandoval y Fredy Arnulfo Sandoval, por su apoyo incondicional.
- MI NOVIA** Dania Sandoval, por todo su amor, comprensión y apoyo incondicional que me ha brindado desde el momento que la conocí.
- MIS TÍOS** Gracias por la confianza y el apoyo brindado.
- MIS AMIGOS Y FAMILIA** Gracias por todo y que Dios los bendiga.

AGRADECIMIENTO ESPECIAL A:

Mis compañeros y amigos, por dodo su apoyo y comprensión.

Universidad de San Carlos de Guatemala.

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga, por la ayuda y consejos que me brindó en el desarrollo del presente trabajo de graduación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	III
LISTA DE SÍMBOLOS.....	V
GLOSARIO.....	VII
RESUMEN.....	XI
OBJETIVOS.....	VIII
INTRODUCCIÓN.....	XV
1 FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 Monografía del lugar.....	1
1.1.1 Ubicación y localización.....	1
1.1.2 Límites y colindancias.....	1
1.1.3 Extensión.....	2
1.1.4 Clima.....	2
1.1.5 Población e idioma.....	3
1.1.6 Suelo y topografía.....	3
1.1.7 Producción agrícola.....	4
1.1.8 Vías de acceso.....	5
1.1.9 Servicios públicos.....	6
1.2 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la cabecera departamental, municipio de Jalapa.....	8
1.2.1 Descripción de las necesidades.....	5
1.2.2 Análisis y priorización de las necesidades.....	9

2 FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	11
2.1 Levantamiento topográfico.....	11
2.1.1 Planimetría.....	11
2.1.2 Altimetría.....	11
2.2 Estudio hidrológico.....	12
2.3 Estudio de suelos.....	18
2.4 Datos y especificaciones de diseño.....	19
2.5 Diseño de la superestructura.....	21
2.5.1 Pre-dimensionamiento.....	21
2.5.2 Diseño de losa.....	24
2.5.3 Diseño de barandal.....	30
2.5.4 Diseño de viga principal.....	34
2.5.5 Diseño de diafragmas.....	45
2.5.6 Diseño de neopreno.....	47
2.6 Diseño de la subestructura.....	55
2.6.1 Análisis y diseño de la subestructura.....	55
2.7 Evaluación ambiental inicial.....	72
2.8 Planos de la obra.....	73
2.9 Presupuesto de la obra.....	74
2.10 Especificaciones de colocación.....	75
CONCLUSIONES.....	79
RECOMENDACIONES.....	81
BIBLIOGRAFÍA.....	83
APÉNDICE.....	85

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mapa climático del departamento de Jalapa.....	2
2. Mapa 1:50000 del departamento de Jalapa.....	4
3. Vías de comunicación en el departamento de Jalapa.....	6
4. Cuenca del río Jalapa.....	12
5. Gráfica de lluvia vs. periodo de retorno.....	15
6. Sección transversal del eje de la carretera.....	17
7. Sección transversal del eje de la carretera con nivel de agua.....	18
8. Sección transversal del puente vehicular.....	24
9. Diagrama de momentos para losa.....	25
10. Detalle de cargas aplicadas para diseño de pasamano.....	31
11. Geometría de sección del puente.....	34
12. Diagrama de sobrecarga.....	35
13. Determinación del centro de gravedad.....	37
14. Diagrama de cuerpo libre para corte en viga.....	38
15. Triángulo de corte.....	43
16. Geometría de la cortina.....	55
17. Triángulo de presiones para la cortina.....	56
18. Geometría del estribo.....	63
19. Esquema de ingresos y egresos para el puente.....	76
20. Variación del VPN debido a la TIR.....	77

TABLAS

I.	Momentos de volteo.....	65
II.	Cálculo de momento estabilizante ME (respecto a AB).....	65
III.	Momento de volteo por sismo.....	70
IV.	Presupuesto del puente vehicular.....	74

LISTA DE SÍMBOLOS

AASTHO	American Association Transportation of Highway Officials.
t	Peralte.
cm	Centímetro.
d	Peralte efectivo.
Kg	Kilogramo.
Lb	Libra.
mm	Milímetro.
F'c	Resistencia del concreto.
Fy	Resistencia del acero.
Kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado.
Ton/m²	Tonelada por metro cuadrado.
L	Luz de viga.
H	Altura de viga.
Mcm	Momento carga última.
Mcv	Momento carga viva.
Mu	Momento último.
AS_{min}	Área de acero mínimo.
AS_{máx}	Área de acero máximo.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
Kg/m³	Kilogramos sobre metro cúbico.
m³/seg	Metros cúbicos sobre segundo.
Ø	Diámetro.

GLOSARIO

Acera	Parte de la estructura dedicada exclusivamente al paso de peatones.
Aleton o ala	Es el muro lateral a los estribos, diseñado y construido como muro de protección de los rellenos y para el encauzamiento del agua.
Altimetría	Parte de la topografía que enseña a medir las alturas, nos sirve para la representación de perfiles de una sección de terreno, cuyas alturas están referidas a un eje llamado línea de horizonte.
Altura	Distancia vertical entre la parte más baja de la superestructura y el nivel de las aguas en estiaje.
Aproche	Viene del inglés approach (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan a la carretera con el puente.
Área	Espacio de tierra comprendido entre ciertos límites.
Barandal	Es la armadura o muro construido a manera de remate de las aceras y que protegen a los vehículos y peatones.

Bombeo	Es la pendiente transversal que se le da al piso de los puentes para permitir que drenen las aguas superficiales.
Cota de terreno	Número que en los planos topográficos, indica la altura de un punto, sobre el nivel del mar, o sobre otro plano de referencia.
Diafragma	También llamada viga trasversal, están colocadas perpendicularmente a la línea central del puente, se apoyan en las vigas principales.
Estribo	Es cada una de las estructuras extremas que sirve de apoyo a la superestructura.
Monografía	Breve descripción sobre las características físicas, económicas, sociales y culturales de una región o pueblo.
Planimetría	Parte de la topografía que describe una sección de terreno en dos dimensiones sobre el horizonte, es decir largo y ancho.
Puentes	Estructuras mayores de 6 metros construidos para salvar depresiones del terreno.
Subestructura:	Es la parte inferior del puente, formado por la cimentaciones, estribos y aletones.

Superestructura	Es la parte superior del puente, formada por las vigas, losa, diafragmas, torres, cables y pasamanos.
Topografía	Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados encima de la superficie terrestre, sobre dicha superficie y debajo de la misma.
Viga de apoyo	Es la parte superior del estribo sobre la que se apoya la superestructura.
Viga principal	Es cada una de las vigas de soporte de la estructura colocada, paralelamente a línea central del puente; se asienta en los apoyos de la sub – estructura y recibe la carga de la losa.

RESUMEN

Actualmente, se emplea el sistema de analizar las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas para elegir el lugar más adecuado, para la construcción de un puente, prácticamente se requiere que el puente tenga un buen alineamiento con el trazo general del camino y que el suelo de cimentación sea adecuado para resistir los esfuerzos a que estará sometido.

Es necesario tomar en cuenta al diseñar una estructura, cada una de las especificaciones que existen para la construcción de la misma, esto para evitar las fallas que se pudieran presentar en la estructura, así como para que su vida sea útil y óptima.

El presente trabajo de graduación presenta el diseño de un puente vehicular, para la colonia Linda Vista.

El diseño del puente presenta las siguientes características, la carga viva de diseño es de un vehículo tipo HS 20-44, con ancho de rodadura de 3.60 metros, la superestructura es de concreto armado y la subestructura de concreto ciclópeo, para el diseño se utilizaron las normas AASTHO y ACI, de acuerdo con las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas para hacer de ello un proyecto factible.

Figure 1



OBJETIVOS

GENERAL:

- Diseñar el puente vehicular para la colonia Linda Vista, municipio de Jalapa, departamento de Jalapa.

ESPECÍFICOS:

1. Desarrollar una investigación monográfica del lugar y un diagnóstico sobre necesidades y servicios básicos e infraestructura de ambos caseríos.
2. Contribuir con los lugares afectados por estos problemas, brindándoles soluciones favorables a problemas reales, y a la vez proyectar los servicios de investigación y apoyo de la Universidad de San Carlos de Guatemala y la Facultad de Ingeniería, por medio del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.).

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación se realizó en la Oficina Municipal de Planificación, de la municipalidad de Jalapa, departamento de Jalapa.

La oficina es la encargada de asesorar a la municipalidad en lo que se refiere a proyectos de infraestructura. Es aquí donde el epesista de ingeniería se aboca para encontrar información sobre las necesidades de la comunidad. Se llegó a la conclusión de realizar el diseño de un puente vehicular.

Por lo que se presenta este informe que consta de dos capítulos, cuyo contenido es el siguiente.

Capítulo 1: en este capítulo se desarrolla la fase de investigación, este tiene la monografía del lugar en estudio, así como un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura

Capítulo 2: contiene la fase del servicio técnico profesional, el cual está conformado por el diseño del puente vehicular de concreto reforzado.

Así también se describen los aspectos técnicos que intervienen en el diseño; los criterios utilizados para el cálculo y la elaboración del presupuesto de cada uno de los proyectos.

1 FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del lugar

1.1.1 Ubicación y localización

El municipio de Jalapa se ubica al sur-oeste de Guatemala en un valle rodeado por el majestuoso volcán Jumay que también recibe los nombres de "Montañas de Jalapa", "Cerro de Alcoba" y "Cerro de Arluta".

Jalapa se encuentra aproximadamente a 172 kilómetros en dirección noreste de la capital de la República, y a 98 kilómetros en dirección norte.

Según el Instituto Geográfico Nacional, el parque de la cabecera se encuentra localizado a 1,361.91 metros sobre el nivel de mar, latitud 14°38'02", y longitud 89°58'52". La colonia Linda Vista se encuentra localizada al norte de la cabecera.

1.1.2 Límites y colindancias

El municipio de Jalapa está limitado en la forma siguiente: al norte con los municipios de Sanarate y Sansare del departamento de El Progreso, al sur con el municipio de Monjas, al este con el municipio de San Pedro Pinula y San Luís Jilotepeque y al oeste con Mataquescuintla, y San Carlos Alzatate, todos del departamento de Jalapa.

La colonia Linda Vista está ubicada al norte de la cabecera municipal de Jalapa y esta colinda al sur con la Zona 2 de dicha cabecera; al norte con la aldea Achiotes; al este con el caserío El Sitio y al oeste con el caserío Quebrada Onda.

1.1.3 Extensión

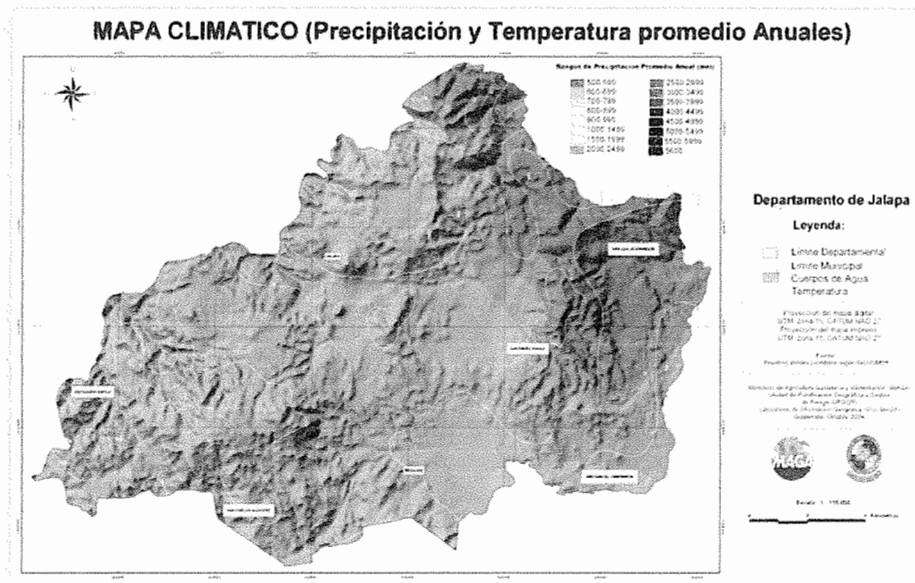
El Municipio de Jalapa del departamento de Jalapa, cuenta con una extensión territorial de 554 km². Conforme a datos proporcionados por el Instituto Nacional de Transformación Agraria (INTA).

1.1.4 Clima

Su clima es uno de los mejores del mundo. Es un clima del todo agradable, ni frío ni caliente. Jalapa, por esta característica tan especial es conocida como “La Morena Climatológica de Oriente”.

En cuanto al clima de la cabecera municipal está clasificado como templado húmedo semi-seco.

Figura 1. Mapa climático del departamento de Jalapa.



Fuente: Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación MAGA, diciembre de 2004.

1.1.5 Población e idioma

Según los datos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística (INE) en el año 2002, el municipio de Jalapa del departamento de Jalapa cuenta con 23,256 viviendas y 105,796 habitantes, de los cuales 51,566 son hombres y 54,230 mujeres, compuesto de niños, adultos y ancianos.

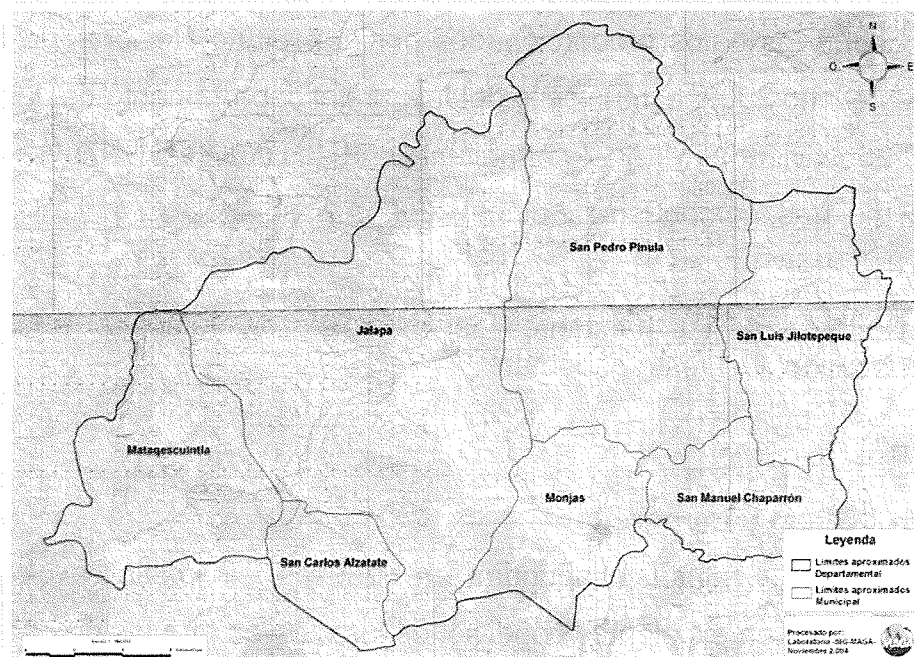
Del total de los habitantes del municipio de Jalapa el 99% hablan el Idioma Español y el resto pocoman.

1.1.6 Suelo y topografía

El suelo y subsuelo abundan en riquezas, sin mayor explotación a la fecha, produce en excelentes condiciones los cultivos propios de clima caliente, templado y frío, así como la crianza de ganado vacuno, caballar y porcino.

El departamento de Jalapa es bastante montañoso y quebrado, por la parte sur está un ramal de la cordillera Sierra Madre, que se bifurca en la vecindad de la cabecera de Chimaltenango y que penetra al departamento en su dirección hacia el este, por Mataquescuintla, La Soledad, Araisapo, San Pedro Pinula y San Luis Jilotepeque, a la que se le da conforme a la tradición del país, diversos nombres locales según sus montañas. Contiene altiplanicies y valles hermosos como los de Jalapa y San Pedro Pinula, donde tienen su asiento estas poblaciones, así como los incuestionables ricos valles de Monjas, Achiotés, Estancia, Garay, Jutiapilla y Santo Domingo. Cadenas de cerros, colinas, desfiladeros y barrancos cubiertos de variada vegetación han llenado en su mayor parte el territorio del departamento, aunque en la actualidad muchos de sus bosques han sido talados y han contribuido con ello a que en general sea más escaso de aguas corrientes. También cuenta con los volcanes Jumay, Alzatate, Tاهual y Monterrico.

Figura 2. Mapa 1:50000 del departamento de Jalapa.



Fuente: Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación MAGA, diciembre de 2004.

1.1.7 Producción agrícola

La actividad agropecuaria del departamento de Jalapa está dividida así: El 36.7% del área total se dedica al cultivo de pastos en un total de 2,448 fincas; el 20.7% del área se encuentra cubierta con bosques y montes en 3,060 fincas, el 40.3% de la totalidad del área, se dedica a los cultivos agrícola en un número de 20,335 fincas y el 2.3% restante, se dedica a otras actividades no descritas, como crianza de ganado y aves domésticas.

La actividad agropecuaria del departamento de Jalapa se desarrolla en 17,476 fincas, incluyendo entre estas las formas simples, mixtas y las menores de una cuerda de 625 varas cuadradas, que ocupan 147,723.03 manzanas y son propietarios de fincas de una cuerda o cinco manzanas y el 2% de una o más de 50 caballerías. Este 2% posee el 51.12% de la superficie total del departamento.

1.1.8 Vías de acceso

La cabecera de Jalapa está comunicada con sus municipios por medio de las vías siguientes:

- De Jalapa al municipio de San Luis Jilotepeque: Carretera de terracería.
- De Jalapa al municipio de Monjas: Carretera asfaltada, que comunica con la capital.
- De Jalapa al municipio de San Pedro Pinula: Carretera de asfaltada.
- De Jalapa al municipio de San Carlos Alzatate: Carretera parte asfaltada y parte de terracería.
- De Jalapa al municipio de Sansare: Carretera asfaltada, que termina al unirse con la Atlántica y comunica con la Capital.
- Existen para todos los municipios de Jalapa, oficinas de Correo y Telégrafos y en algunas aldeas.
- De Jalapa al municipio de Mataquescuintla: Carretera asfaltada que comunica con la capital.

Distancias desde Jalapa:

Monjas:	23 kilómetros
San Luis Jilotepeque:	41 kilómetros
San Pedro Pinula:	20 kilómetros
Mataquescuintla:	41 kilómetros
San Carlos Alzatate:	54 kilómetros
San Manuel Chaparrón:	36 kilómetros

- Instituto de Ciencia y Tecnología Agrícola I.C.T.A.
- Gremial nacional de trigueros.
- Dirección General de Servicios Agrícolas D.I.G.E.S.A.
- Dirección General de Servicios Pecuarios D.I.G.E.S.E.P.E.
- Instituto Guatemalteco de Reconstrucción Rural.
- Policía Nacional Civil.
- Malaria.
- Desarrollo de la comunidad.
- Registro electoral.
- Club de Leones.
- Agencia del Banco g & t Continental.
- Agencia Barrural
- Cámara de Comercio filial Jalapa.
- Obispado de la diócesis de Jalapa.
- Cuerpo Voluntario de Bomberos.
- Radio Oriental.
- Complejo deportivo.
- Empresa de Telecomunicaciones Guatemalteca TELGUA.
- Correos y Telégrafos.
- Clínica diocesana de Jalapa.
- Casa comunal de ladinos pardos.
- Casa comunal de Santa María Xalapan.
- Bienestar Social.
- Casa del deportista.
- Oficina de caminos.

Las cooperativas que funcionan en el departamento de Jalapa son las siguientes:

- Unión Duraznito Cooperativa Agrícola (aldea El Duraznito)
- Brizas de Arlutate R. L. Cooperativa Agrícola (Sanyuyo)
- La Corona R. L. Cooperativa Agrícola (Miramundo)
- Esperanza del Futuro R. L. Cooperativa Agrícola
- Flor Blanca Carrizalence R. L. Cooperativa Agrícola (Carrizal)
- Flor de Oriente R. L. Cooperativa de Ahorro (La Laguneta)
- Solidaridad R. L. Cooperativa de Ahorro
- Amanecer R. L. Cooperativa de Ahorro
- Jumay R. L. Cooperativa de Ahorro
- Flor Jalapaneca R. L. Cooperativa Agrícola

1.2 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la cabecera departamental, municipio de Jalapa.

1.2.1 Descripción de las necesidades

Después de realizado el diagnóstico en el casco urbano de la ciudad de Jalapa, mediante visitas a los lugares donde no se cuenta con infraestructura básica, se pudo constatar que la necesidad es de primer orden, ya que así lo manifiestan los vecinos del lugar, los cuales en este caso se ven directamente afectados por la falta de servicios.

Es por ello que se procede a la identificación de estas necesidades enumerándolas, según prioridad y la necesidad que existe de darle pronta resolución.

- Agua potable.
- Cambios en la red de distribución de agua potable.
- Sistemas de alcantarillado sanitario.
- Construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales.
- Construcción de puentes vehiculares.
- Implementación de un Relleno Sanitario y traslado del basurero actual.

Estas son las principales necesidades en cuanto a la infraestructura básica que presenta la cabecera Municipal de Jalapa.

1.2.2 Priorización de las necesidades

Tomando en cuenta las necesidades expuestas por los vecinos del lugar, como de lo expuesto por los funcionarios de la administración municipal y de los recursos disponibles, la prioridad del municipio en materia de infraestructura es la construcción del puente vehicular, el cual atenderá una demanda directa de la población, ante la necesidad de contar con un paso adecuado para sus pobladores, quienes actualmente se transportan pasando directamente por piedras sobre el cauce del río, tratando con esto de mejorar la calidad de vida de los pobladores, abriendo nuevas oportunidades de desarrollo, creando ventajas de comercio, facilidades de acceso y un avance en los aspectos social, cultural, y ambiental de la región.

2 SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico constituye uno de los elementos básicos para realizar el diseño del puente vehicular, porque proporciona datos necesarios para la determinación de las partes constitutivas del puente, permite conocer la sección del río. Para el proyecto se realizó una topografía de primer orden.

El equipo utilizado fue el siguiente:

- Estación Total SOKKIA SET 530RK3T (1 unidad)
- Cinta métrica de 100.00m. (1 unidad)
- Estadal de 4.00m. de longitud (1 unidad)
- Brújula (1 unidad)
- Estacas (1 juego)
- Plomada (2 unidades)

2.1.1 Planimetría

La planimetría es la parte de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos que tienden a conseguir la representación a escala de todos los detalles interesantes del terreno sobre una superficie plana, prescindiendo de su relieve.

2.1.2 Altimetría

La altimetría es la parte de la Topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos para determinar y representar la altura; también llamada "cota", de cada uno de los puntos, respecto de un plano de referencia.

Con la Altimetría se consigue representar el relieve del terreno, (planos de curvas de nivel, perfiles, etc.)

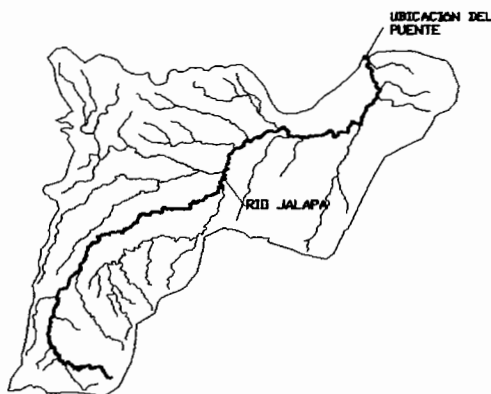
2.2 Estudio hidrológico

En los tramos urbanos de los ríos debido al crecimiento poblacional surge la necesidad de mejorar la infraestructura de transporte. Es por esa situación que, en la colonia Linda Vista, surge la necesidad de construir un puente para mejorar la infraestructura vial y dar unas mejores condiciones de vida a la población.

En esta situación es que, para poder elaborar los estudios de ingeniería se tiene la necesidad de contar con estudios previos de Hidrología, que servirán para determinar los caudales máximos de diseño, a través de los cuales se podrá calcular los niveles máximos de diseño para varios períodos de retorno, que servirá para definir la ubicación segura del puente.

A fin de calcular con mayor aproximación los caudales y niveles máximo de diseño en la cuenca del río Jalapa, se ha recopilado información concerniente a la Topografía, Cartografía, Hidrología, Geología y otros estudios existentes.

Figura 4. Cuenca del río Jalapa.



Los datos con los que se cuenta para el cálculo de la crecida máxima son los siguientes:

Área de la cuenca = 94 km.²

Longitud del cauce = 23.02 km.

Cota máxima = 2300 m.

Cota mínima = 1400 m.

Lluvia máxima diaria para un período de retorno de 2 años = 60 mm.

Lluvia máxima diaria para un período de retorno de 10 años = 80 mm.

Lluvia máxima diaria para un período de retorno de 30 años = 100 mm.

Se calcula la lluvia para una duración de una hora:

Para 2 años = 60 mm/24 hrs. = 2.5 mm

Para 10 años = 80mm/24 hrs. = 3.33 mm.

Para 30 años = 100mm/24 hrs. = 4.17 mm.

Como podemos observar solo tenemos datos para un período de retorno de 2, 10 y 30 años, por lo que se tendrá que calcular los caudales para 50 y 100 años.

Con los datos que se tienen se procede a calcular los caudales por medio de un hidrograma adimensional SCS, el cual es un hidrograma unitario sintético en el que el caudal se expresa por la relación del caudal con respecto al tiempo pico y el tiempo por la relación del tiempo con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario.

Caudal de punta para un período de 2 años

$$Pendiente = \frac{(cota\ máxima - cota\ mínima)}{L * 1000}$$

$$Pendiente = \frac{(2300 - 1400)}{(23.02)(1000)} = 0.0391$$

$$t \text{ concentración min.} = 3.97 \left(\frac{L^{0.77}}{Pendiente^{.385}} \right)$$

$$t \text{ concentración min.} = 3.97 \left(\frac{23.02^{0.77}}{0.0391^{.385}} \right) = 154.80 \text{ min.}$$

$$t \text{ concentración hrs.} = t \text{ concentración min.} / 60$$

$$t \text{ concentración hrs.} = 154.80 / 60 = 2.58 \text{ hrs.}$$

$$t \text{ punta} = 0.5(\text{Duracion}) + 0.6(t \text{ concentración hrs.})$$

$$t \text{ punta} = 0.5(1) + 0.6(2.58) = 2.05 \text{ hrs.}$$

$$t \text{ base} = 2.67 * t \text{ punta}$$

$$t \text{ base} = (2.67)(2.05) = 5.47 \text{ hrs.}$$

Con estos datos se encuentra el caudal:

$$Q = \frac{0.208(\text{precipitación})(\text{Área de la cuenca})}{t \text{ punta}}$$

$$Q = \frac{0.208(2.5)(94)}{5.47} = 23.84 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Caudal de punta para un período de 10 años

$$Q = \frac{0.208(\text{precipitación})(\text{Área de la cuenca})}{t \text{ punta}}$$

$$Q = \frac{0.208(3.33)(94)}{5.47} = 31.76 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Caudal de punta para un período de 30 años

$$Q = \frac{0.208(\text{precipitación})(\text{Área de la cuenca})}{t \text{ punta}}$$

$$Q = \frac{0.208(4.17)(94)}{5.47} = 39.79 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Teniendo los caudales para 2, 10 y 30 años, se procede a calcular para un período de retorno de 50 y 100 años.

Datos:

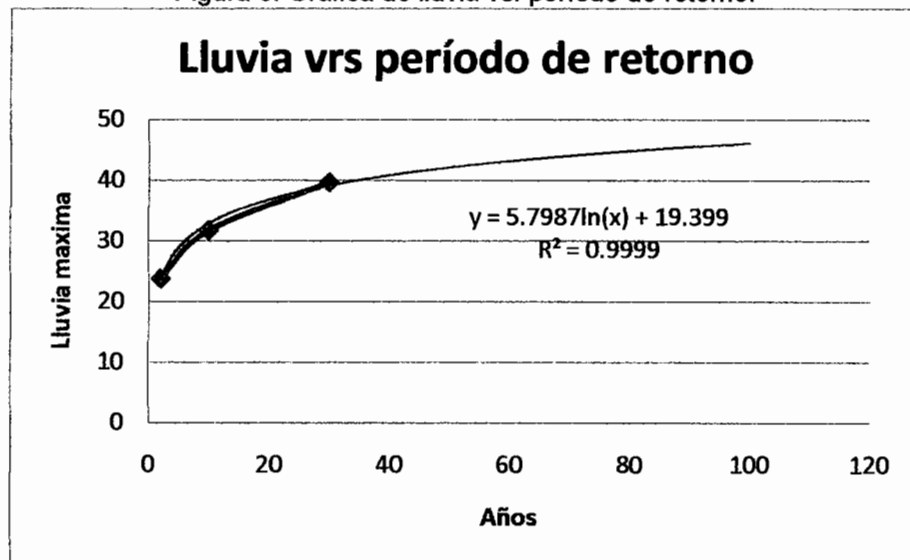
Q para 2 años = 23.84 m³/seg.

Q para 10 años = 31.76 m³/seg.

Q para 30 años = 39.79 m³/seg.

Por medio de un ajuste de datos y dispersión se obtiene la gráfica siguiente y la ecuación de la línea de tendencia:

Figura 5. Gráfica de lluvia vs. período de retorno.



De la gráfica se obtiene línea de tendencia y la ecuación de la misma, con esta se calculan los caudales para 50 y 100 años:

$$Q_{50 \text{ años}} = 5.7987 \ln(50) + 19.399 = 42.08 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{100 \text{ años}} = 5.7987 \ln(100) + 19.399 = 46.10 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Teniendo el caudal para un período de retorno de 100 años se procede a simular los datos en HEC-RAS, el cual es un modelo desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU. El modelo numérico incluido en el programa permite realizar análisis del flujo permanente y no permanente unidimensional gradualmente variado en lámina libre.

Entre sus principales características técnicas se tiene:

- Realizar el cálculo hidráulico de estructuras (puentes, aliviaderos alcantarillas etc.).
- Permite la visualización gráfica de datos y resultados.
- Permite la edición gráfica de secciones transversales.

La aplicación del modelo HEC-RAS es la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales.

Información requerida para la simulación en HEC-RAS

Caudales máximos de diseño

Los caudales de diseño utilizados son para los periodos de retorno de 50 y 100 años. Estos datos se obtuvieron en la página anterior y son:

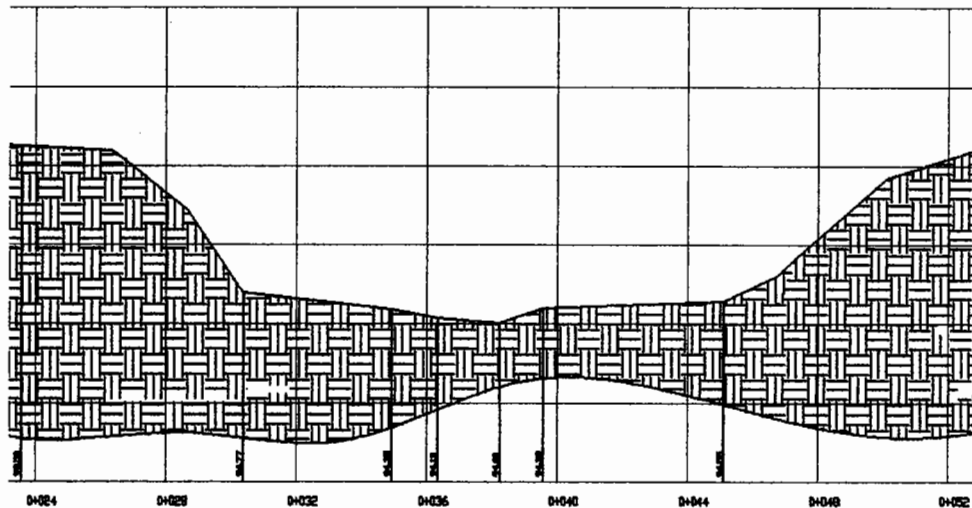
$$Q_{50 \text{ años}} = 42.08 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q_{100 \text{ años}} = 46.10 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Secciones topográficas del eje del río

Las secciones topográficas que se tomaron en el levantamiento fueron 7 aguas arriba y 4 aguas abajo, con el fin de tener los datos para la simulación.

Figura 6. Sección transversal del eje de la carretera.



Caracterización del tipo de cauce

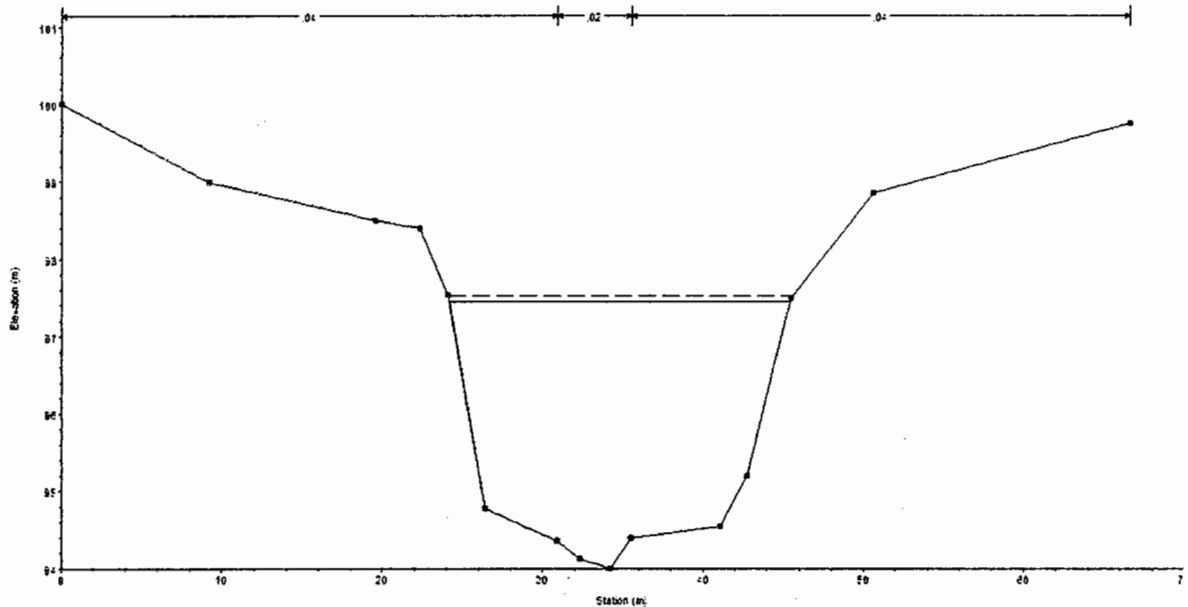
La caracterización del tipo de cauce se ha utilizado para la determinación de los coeficientes de escorrentía, que sirvieron para la simulación, los valores utilizados fueron $n = 0.02$ y $n = 0.04$ correspondiente a un cauce de material conglomerado, conformado por cantos rodados (15 – 30 cm) (55%), gravas (35%) y matriz arenosa (10%), y con vegetación a los bordes.

Resultados de la simulación con HEC-RAS

La simulación con el programa HEC-RAS se realizó para la situación natural del lecho existente.

El nivel máximo alcanzado con la crecida para 100 años de período de retorno en el eje del puente es de 3.00 m. y corresponde a la cota 97.01.

Figura 7. Sección transversal del eje de la carretera con nivel de agua.



2.3 Estudio de suelos

Se realizó de la manera tradicional sacando una muestra de 1 pie cúbico y realizándole un ensayo triaxial para encontrar el ángulo de fricción interna y el coeficiente de cohesión del suelo, se utilizaron algunas fórmulas adicionales y se obtuvo como resultado el siguiente:

$$q_d = 1.3 * C' * N_c' + \gamma * z * N_q' + 0.4\gamma * B * N_w$$

Donde:

C' = Cohesión.

Nc = Factor de flujo de carga última.

γ = Peso específico.

Z = Desplante.

Nq = Factor de flujo de carga.

B = Base.

Nw = Factor de peso específico.

$$qd = (1.3)(6.5)(37.61) + (1.14)(2)(22.84) + (0.4)(1)(19.82)$$

$$qd = 377.80\text{ton/m.}^2$$

$$Vs = \frac{qd}{FS}$$

$$Vs = \frac{377.80\text{ton/m.}^2}{5}$$

$$Vs = 75.56\text{ton/m.}^2$$

Por seguridad se tomo un valor de $Vs=35\text{Ton/m.}^2$

2.4 Datos y especificaciones de diseño

Requisito AASHTO para puentes de concreto reforzado.

- Recubrimientos: AASHTO 8.22 medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cm. para cimientos y muros. 5 cm. para losas arriba y 2.5 cm abajo. 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 requieren por diseño, siendo esta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o $L/20$.
- Traslapes: AASHTO 8.25 DGC 509.080. Se calculan sobre la base de la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11 de tal modo que desarrollen un 125 por ciento del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2 evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 cm.

- Ganchos: AASHTO 8.23.22. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.
- Se deberán seguir las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

Para la superestructura se deben tomar en cuenta:

- La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
- Se debe colocar una capa de 5 cm. de espesor de asfalto para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.
- Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos que deberán dejarse correctamente 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 debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelos y a la profundidad definida por el ingeniero de suelos para cada caso.
- Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riveras del río para evitar posibles socavaciones en el futuro.
- No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.

- Deberá proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

Los datos para el diseño son los siguientes:

Luz libre	=	22.00 m.
Ancho útil	=	3.60 m.
Ancho total	=	5.20 m.
Esfuerzo máximo del concreto $F'c$	=	281 kg/cm. ²
Esfuerzo de fluencia del acero Fy	=	4200 kg/cm. ²
Peso volumétrico concreto ciclópeo Wcc	=	2700 kg/m. ³
Peso volumétrico concreto armado WC	=	2400 kg/m. ³
Peso volumétrico del asfalto Wa	=	2100 kg/m. ³
Peso volumétrico del suelo Ws	=	1700 kg/m. ³
Capacidad soporte del suelo Vs	=	18,000 kg/m. ²
Carga viva	=	H20-44

2.5 Diseño de la superestructura

2.5.1 Pre-dimensionamiento

Losa

Según AASHTO, el espesor "t" de la losa no será menor de 6 pulgadas o 0.15m. y según la tabla 89.2 AASHTO el espesor será:

$$t = 1.2 (L + 3.05)/30$$

Donde:

t = espesor de la losa

L = distancia entre vigas.

Valuando se obtiene:

$$t = 1.2 (1.6 + 3.05)/30 = 0.155 \text{ m.}$$

Se opta por un espesor $t = 0.20 \text{ m.}$

Vigas

La sección de las vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas; para no tener que hacer un chequeo por deflexiones se recomienda un peralte no menor que $L/16$ y la base no deberá ser menor que el peralte por $2/5$ para no chequear alabeo. Las secciones en forma de I y las secciones rectangulares son las más idóneas para trabajar a flexión.

Peralte de la viga

$$H = L / 16$$

$$H = 22/16 = 1.37 \text{ m.} \approx 1.4 \text{ m.}$$

Donde:

H = peralte de la viga

L = luz del puente.

Base de la viga

$$B = 2/5H$$

$$B = (2/5) (1.4) = 0.56 \text{ m.} \approx 0.6 \text{ m.}$$

Donde:

B = base de la viga

H = peralte de la viga

Diafragmas

Los diafragmas se utilizan en los tercios de la luz, el ancho usual recomendado por AASHTO es de 30 cm. el alto de los interiores es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas principales; si se colocan diafragmas en los extremos, estos deberán ser de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas principales.

Diafragma externo

La base mín. = 0.30 m.

$$H_{\text{diaf.}} = H_{\text{vp}}/2$$

$$H_{\text{diaf.}} = 1.4/2 = 0.7 \text{ m.}$$

Donde:

H_{diaf} = peralte del diafragma

H_{vp} = peralte de la viga principal

Diafragma interno

La base mín. = 0.30 m.

$$H_{\text{diaf.}} = H_{\text{vp}}^{*3/4}$$

$$H_{\text{diaf.}} = (1.40)^{(3/4)} = 1.05 \approx 1.00 \text{ m.}$$

Donde:

H_{diaf} = peralte del diafragma

H_{vp} = peralte de la viga principal

Viga de apoyo y cortina

La cortina no deberá ser menor de 0.30 m. de espesor y se diseña a flexión y corte. La viga de apoyo no podrá ser menor de 0.40 m. de espesor.

Cortina

Espesor = 0.30 m.

$$H = H \text{ de la viga principal} + \text{capa asfáltica} = 1.4 \text{ m.} + 0.05 \text{ m.} = 1.45 \text{ m.}$$

Viga de apoyo:

Base mín. = 2cms x cada metro de luz libre del puente.

Base mín. = $(0.02)(22 \text{ m.}) = 0.44 \text{ m} \approx 0.50 \text{ m.}$

Base total = base mínima + base de la cortina

Base total = $0.50 \text{ m.} + 0.30 \text{ m.} = 0.80 \text{ m.}$

H mín. = 0.40 m.

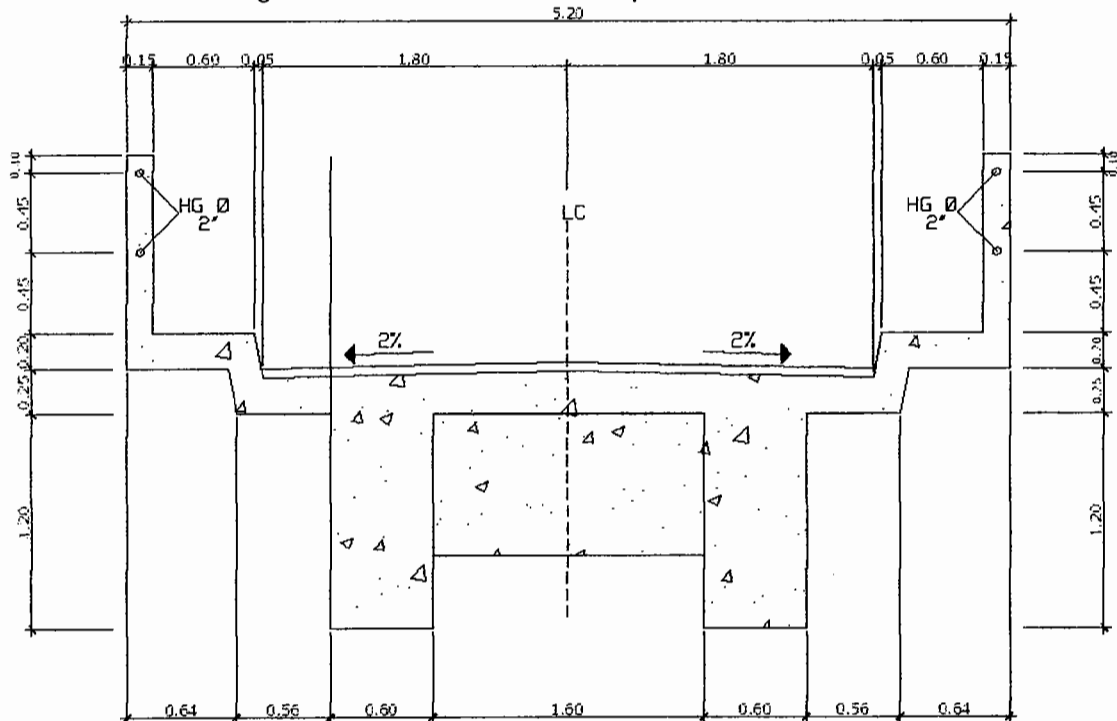
2.5.2 Diseño de losa

Espesor de losa

El espesor se estableció en la sección 2.5.1.

$t = 0.20 \text{ m.}$

Figura 8. Sección transversal del puente vehicular



Integración de cargas

Carga muerta

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

$$W_{losa} = 480 \text{ kg/m.}$$

$$W_{asfalto} = 105 \text{ kg/m.}$$

$$W_{barandal} = 16 \text{ kg/m.}$$

$$W_{cm} = 480 \text{ kg/m.} + 105 \text{ kg/m.} + 16 \text{ Kg/m.}$$

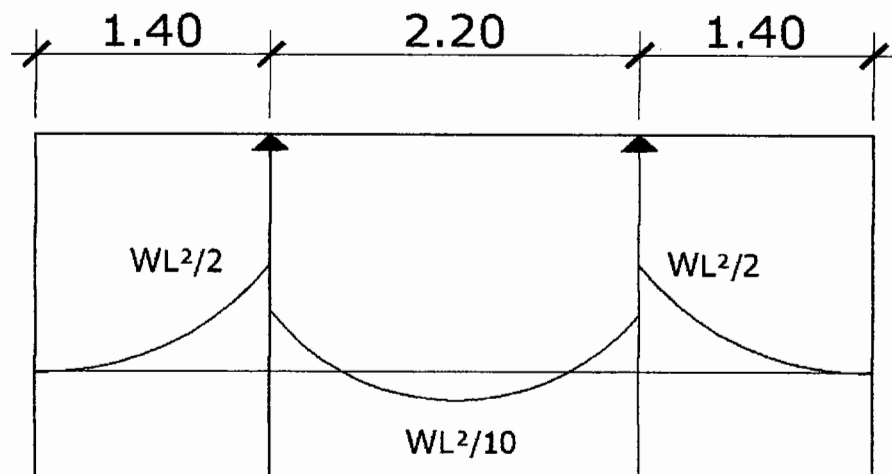
$$W_{cm} = 601 \text{ kg/m}$$

Carga viva

$$W_{cv} = 16,000 \text{ lb} = 72,259.53 \text{ kg.}$$

Momentos por carga muerta

Figura 9. Diagrama de momentos para la losa.



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

$$M_{cm} = \frac{W_{cm} * l^2}{2}$$

Donde:

M_{cm} = Momento por carga muerta

W_{cm} = Carga muerta

L = longitud entre vigas

$$M_{cm} = \frac{\left(601 \frac{kg}{m}\right) (2.2 m)^2}{10}$$

$$M_{cm} = 290.88 \text{ kg} - m.$$

$$M_{cm} = \frac{\left(601 \frac{kg}{m}\right) (1.4 m^2)}{2}$$

$$M_{cm} = 588.98 \text{ kg} - m.$$

Se toma el mayor valor, es decir que el momento por carga muerta máximo será:

$$M_{cm} = 588.98 \text{ kg-m.}$$

Momentos por carga viva

$$M_{cv} = \frac{0.8(S + 2)}{32} (W_{cv})$$

Donde:

M_{cv} = Momento por carga viva (lib.-pie)

S = Espaciamiento entre vigas (pies)

W_{cv} = Carga viva (libras)

$$M_{cv} = \frac{0.8(7.22 \text{ pie} + 2)}{32} (16,000 \text{ lb.})$$

$$M_{cv} = 3688 \text{ lb.} - \text{pie} \approx 509.90 \text{ kg} - m$$

Sobrecarga por impacto

La aplicación de cargas dinámicas producidas por camiones a los puentes no se efectúa de manera suave y gradual, sino violenta, por lo que se considera un incremento que se le hace al momento producido por la carga viva, según la norma de la AASHTO no deberá sobrepasar del 30%.

$$I = \frac{50}{(S + 125)} \leq 30\%$$

Donde:

I = Porcentaje de sobrecarga por impacto

S = Espaciamiento entre vigas

$$I = \frac{50}{(7.22 + 125)} = 37.81\% > 30\%$$

Entonces tomar I = 30%

$$MI = I * M_{cv}$$

$$MI = (30\%)(509.90 \text{ kg} - m.)$$

$$MI = 152.97 \text{ kg} - m.$$

Momento último (AASHTO 1.2.22)

La fórmula que integra los momentos para dar el momento último es:

$$Mu = 1.3 \left[(M_{cm}) + \frac{5}{3} (M_{cv} + MI) \right]$$

$$Mu = 1.3 \left[(588.98 \text{ kg} - m.) + \frac{5}{3} (509.90 \text{ kg} - m. + 152.97 \text{ kg} - m.) \right]$$

$$Mu = 2199.94 \text{ kg} - m.$$

Cálculo del refuerzo

$$A_s = \left(bd - \sqrt{bt^2 - \frac{(Mu)(b)}{.003825F'c}} \right) \left(\frac{0.85F'c}{F_y} \right)$$

Donde:

Mu = Momento último, 2199.94 kg/cm.²

F'c = Resistencia del Concreto, 280 kg/cm.²

F'y = Resistencia del acero, 4200 kg/cm.²

b = Longitud unitaria, 100 cm.

D = peralte, 14 cm.

Valuando en la fórmula del área de acero (As)

$$As = \left((100)(14) - \sqrt{(100)(14)^2 - \frac{(2199.94)(100)}{(0.003825)(280)}} \right) \left(\frac{(0.85)(280)}{4200} \right)$$

$$As = 4.27 \text{ cm.}^2$$

Cálculo del área de acero mínimo (As mín.)

$$As \text{ mín.} = \left(\frac{14.1}{F'y} \right) (bd)$$

$$As \text{ mín.} = 4.70 \text{ cm.}^2$$

Cálculo del área de acero máximo As máx.

$$As \text{ máx.} = (\rho_{\max})(b)(d)$$

$$As \text{ máx.} = 20.02 \text{ cm.}^2$$

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

$$As \text{ mín} = 4.7 \text{ cm.}^2$$

Proponiendo acero

El espaciamiento entre varillas, se calcula según la siguiente relación:

$$S = \frac{(Av)(100 \text{ cm.})}{As}$$

Donde:

S = Espacio entre varillas.

A_v = Área de la varilla.

A_s = Área de acero.

Valuando en la fórmula se obtiene:

$$S = \frac{(4.27 \text{ cm.}^2)(100 \text{ cm.})}{4.7 \text{ cm.}^2} = 0.27 \text{ m.} \approx 0.25 \text{ m.}$$

Con los datos obtenidos, se concluye que se necesitan 1No.4 G 60 @ 0.25 m, el cual es acero para el área transversal de la cama inferior.

Calculando el acero longitudinal o paralelo al camión para la cama inferior, según la AASHTO 3.24.1.2

$$A_s = 0.002bt$$

Donde:

A_s = Área de acero.

b = Base unitaria.

t = Espesor de la losa.

Valuando en la fórmula se obtiene:

$$A_s = (0.002)(100 \text{ cm.})(20 \text{ cm.})$$

$$A_s = 4 \text{ cm.}^2$$

Con los datos obtenidos, se concluye que necesitamos 1No.4 G 60@ 30 cm.

Calculando A_s longitudinal cama superior

Según la AASHTO, recomienda para la ecuación siguiente, que no sobrepase el 67%.

$$A_s = \frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde:

A_s = Área de acero

S = Espacio entre vigas

Valuando en la fórmula:

$$A_s = \frac{2.20}{\sqrt{7.22}} = 81.87\% \geq 67\%$$

Debido a que el cálculo de acero longitudinal para la cama superior sobrepasa el 67% normalizado por AASHTO entonces se procede a tomar el 67% del área de acero.

$$A_s = (4.7 \text{ cm.}^2)(0.67) = 3.15 \text{ cm.}^2$$

Con los datos obtenidos, se concluye que se necesitan 1No.4 G 60 @ 0.30 m; esto es acero para el área longitudinal de la cama superior.

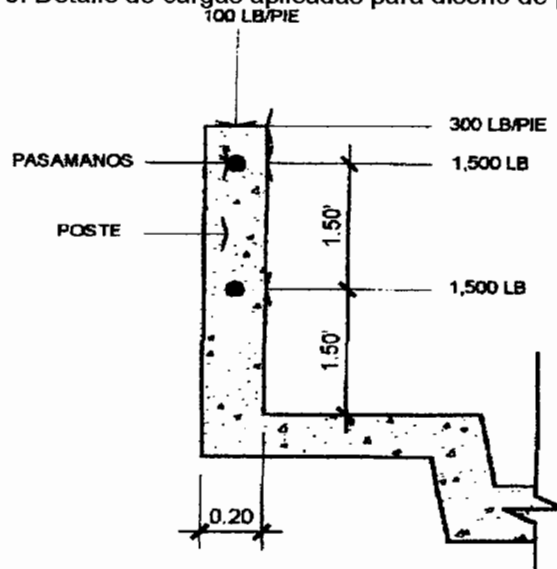
Nota: el detalle del armado de la losa, se encuentra en los planos adjuntos en el apéndice.

2.5.3 Diseño de barandal

Artículo 2.7.1.1.2 de AASHTO: los materiales para los barandales o pasamanos pueden ser de concreto, metal o la combinación de ambos.

Artículo 2.7.1.2.1 de AASTHO: los pasamanos deben estar por lo menos a una altura de 9 pulgadas (0.23 m.) sobre el nivel de la carpeta de rodadura.

Figura 10. Detalle de cargas aplicadas para diseño de pasamano.



La altura mínima que deben tener los pasamanos es de 40 pulgadas (1.00 m). Los pasamanos deben diseñarse para soportar una carga de P/4 de la carga estandarizada. AASHTO recomienda una carga vertical de 100 Lb/pie y una carga horizontal de 300 Lb/pie (carga peatonal).

Cálculo de la resistencia de los tubos y los postes

Análisis de la resistencia del tubo:

Cargas de diseño: 150 lb/pie por cada pasamano.

Longitud entre postes: 2.00 m (6.562 pies)

Se propone tubo galvanizado $\varnothing = 2$ pulgadas.

Datos:

$$F = 20,000 \text{ psi}$$

$$W_{\text{tubo } \varnothing 2"} = 3.65 \text{ lb/pie}$$

$$\varnothing_{\text{ext.}} = 2.375 \text{ plg}$$

$$I = 0.665 \text{ plg}^4$$

$$C = \frac{\emptyset_{\text{ext}}}{2} = 1.1875 \text{ plg}$$

$$\emptyset_{\text{int}} = 2.067 \text{ plg.}$$

Fórmula de cálculo:

$$\frac{I}{C}(F) \geq \frac{WL^2}{10}$$

$$\frac{0.665}{1.1875}(20000) \geq \frac{(150 + 3.65)(6.562)^2}{10}$$

$$933.33 \text{ lb} - \text{pie} \geq 661.61 \text{ lb} - \text{pie} \rightarrow \text{si cumple.}$$

Análisis de la resistencia de los postes:

Sección de los Postes = 0.225 m. X 0.15 m.

Peso del concreto = 2400 kg/m³

Integrando carga muerta:

$$W_{cm} = 1.30W_{cm} = (1.30)(2400)(0.15)(0.225)(1.00) = 105.3 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{tubos}} = (1.3)(3.65)(6.562)(2 \text{ tubos}) = 62.27 \text{ lb} \approx 28.24 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{vertical}} = (100)(0.6557) = 65.57 \text{ lb} \approx 29.74$$

Entonces:

$$W_{\text{total}} = 105.57 + 28.24 + 29.72 = 163.28 \text{ kg.}$$

Integrando carga viva

$$W_{cv} = (300)(3.00) = 900 \text{ lb} \approx 408.24 \text{ kg.}$$

Momento total:

$$M_{\text{total}} = (408.24 \text{ kg.})(0.457 \text{ m.}) + (163.28 \text{ kg})(0.0774 \text{ m.}) \\ + (680.39 \text{ kg.})(0.475 \text{ m.}) + (680.39 \text{ kg.})(0.914 \text{ m.})$$

$$M_{\text{total}} = 1144.27 \text{ kg} - \text{m.}$$

Cálculo del refuerzo

Diseño a flexión

Peralte efectivo: se propone varilla No. 4

$$d = t - \frac{\emptyset}{2} - \text{recubrimiento} = 22.5 - \frac{1.27}{2} - 2.5 = 19.37 \text{ cm.}$$

Datos:

$$F'c = 280 \text{ kg/cm.}^2$$

$$Mu = 1444.27 \text{ kg-m.}$$

$$F'y = 4200 \text{ kg/cm.}^2$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = 19.37 \text{ cm.}$$

Evaluando en las fórmulas de acero vistas en la sección 2.5.2 se obtiene:

$$As = 2.00 \text{ cm.}^2$$

$$As \text{ mín.} = 6.50 \text{ cm.}^2$$

$$As \text{ máx.} = 27.69 \text{ cm.}^2$$

Con los datos obtenidos se concluye que se necesitan 4 No. 4 G 60.

Diseño a flexo compresión

Al revisar esbeltez de la columna:

$$K = 2 \text{ (condición de apoyo libre en un extremo)}$$

$$L = 3.28 \text{ m.}$$

$$R = 0.25h = (0.25)(0.738 \text{ pie}) = 0.18 \text{ pie.}$$

$$\text{Fórmula según código ACI-05} = \frac{KL}{R} > 22 = \frac{(2)(3.28)}{0.18} = 36.44 > 22$$

Entonces si cumple.

Diseño a corte

Se propone el refuerzo mínimo:

$$S = d/2$$

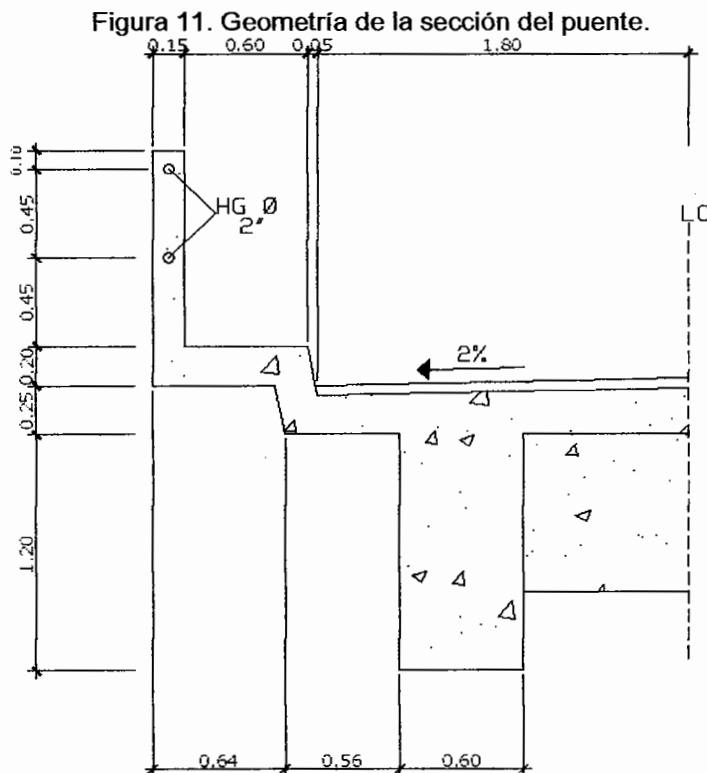
$$S = 19.37/2 = 9.68 \approx 10 \text{ cm.}$$

Entonces utilizar No. 3 G 60 @ 0.10

Nota: el detalle del armado del pasamano, se encuentra en los planos adjuntos en el apéndice.

2.5.4 Diseño de viga principal

El pre-dimensionamiento de la viga se realizó en la sección en la sección 2.5.1.



Integración de cargas

Consiste en sumar todas las cargas que soporta la viga así como el peso propio.

$$W_{pasamanos} = (58.40 \text{ kg/m.})(2 \text{ pasamanos}) = 116.8 \text{ kg/m.}$$

$$W_{postes} = 325 \text{ kg/m.}$$

$$W_{losa} = (2400 \text{ kg/m.})(2.70 \text{ m.})(0.2 \text{ m.}) = 1296.00 \text{ kg/m.}$$

$$W_{asfalto} = (1088 \text{ kg/m.})(0.05 \text{ m.})(1.80 \text{ m.}) = 97.92 \text{ kg/m.}$$

$$W_{viga} = (2400 \text{ kg/m.})(0.60 \text{ m.})(1.40 \text{ m.}) = 2016 \text{ kg/m.}$$

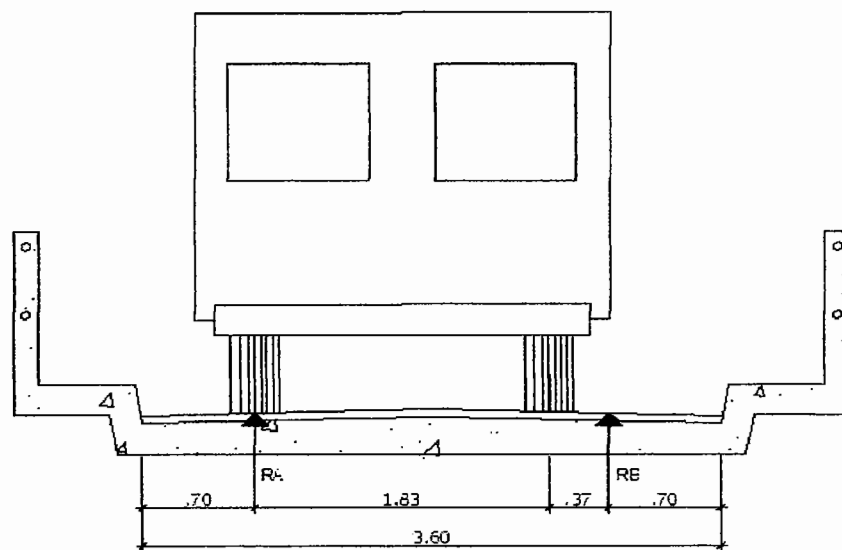
Carga total para el diseño de la viga:

$$W_{total} = W_{pasamanos} + W_{postes} + W_{losa} + W_{asfalto} + W_{viga}$$

$$W_{total} = 116.8 + 325 + 1296.00 + 97.92 + 2016 = 3851.72 \text{ kg/m.}$$

Sobrecarga ocasionada por el camión sobre las vigas

Figura 12. Diagrama de sobrecarga



P del camión = 16,000 lb.

Haciendo sumatoria de momentos con respecto al punto Rb se obtiene:

$$\Sigma Mb = 0$$

$$-0.37P - 2.2P + 2.2RA = 0$$

$$RA = 1.17P$$

Cálculo de momento y corte producido por la carga muerta

Momento máximo:

$$M_{\text{máx}} = \frac{(W_{\text{total}})(L^2)}{8} + \frac{(P)(L)}{3}$$

Donde:

$M_{\text{máx}}$ = Momento máximo.

W_{total} = Carga muerta total.

L = Longitud del puente.

P = Carga de los diafragmas.

$$M_{\text{máx}} = \frac{(3851.72)(22^2)}{8} + \frac{(2815)(22)}{3}$$

$$M_{\text{máx}} = 253,672 \text{ kg} - \text{m}.$$

Corte máximo

$$V_{\text{máx}} = \frac{(W_{\text{total}})(L)}{2} + \frac{\Sigma P}{n}$$

Donde:

$V_{\text{máx}}$ = Corte máximo.

W_{total} = Carga muerta total.

L = Longitud del puente.

P = Carga de los diafragmas.

n = Número de apoyos.

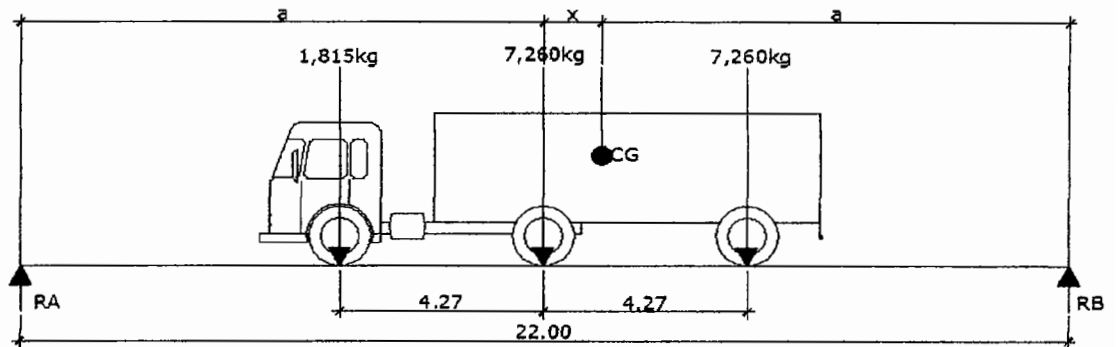
$$V_{m\acute{a}x} = \frac{(3851.72)(22)}{2} + \frac{(2 * 1652 + 2 * 1159)}{2}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 45,1779.90 \text{ kg.}$$

Cálculo de momentos y corte producido por la carga viva

El método a utilizar será el “del tren de cargas” que dice que el momento máximo ocurre bajo las ruedas de mayor carga, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte, como su centro de gravedad del otro extremo.

Figura 13. Determinación del centro de gravedad.



Haciendo sumatoria de momentos en el punto “CG” de la figura 9:

$$\Sigma M_{CG} = 0$$

$$1815(4.27 + x) + 7260x - 7260(4.27 - x) = 0$$

$$x = 1.42 \text{ m.}$$

Se llamará “a” el punto desde el centro de gravedad (CG), hasta la reacción en el punto “R_B”, y se tendrá:

$$2a + 1.42 = 22$$

$$a = 9.29 \text{ m.}$$

Hallando las reacciones en A y B

$$\Sigma MA = 0$$

$$-22RB + (1815)(5.02) + (7260)(9.29) + (7260)(13.56) = 0$$

$$RB = 7954.65 \text{ kg.}$$

$$\Sigma Fv = 0$$

$$RA = 16335 \text{ kg.} - 7959.65 \text{ kg.} = 8380.35 \text{ kg.}$$

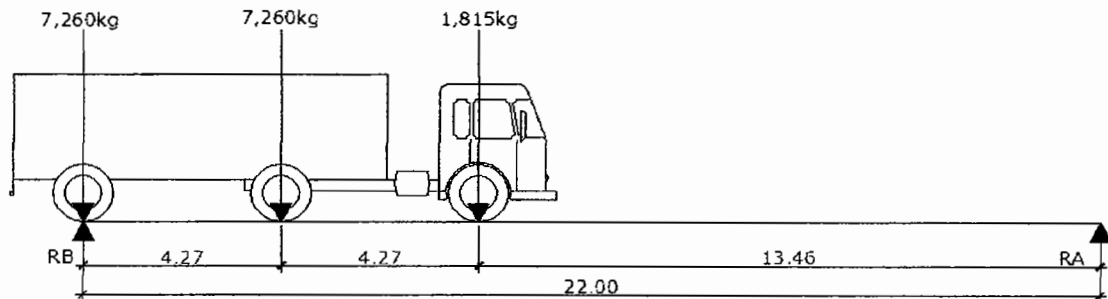
Momento máximo

$$M_{\text{máx}} = (5.02 \text{ m.})(1815 \text{ kg}) + (8380.35 \text{ kg.} - 1815 \text{ kg.})(9.29 \text{ kg.})$$

$$M_{\text{máx}} = 70,103.40 \text{ kg} - \text{m.}$$

Determinación de la carga crítica de corte

Figura 14. Diagrama de cuerpo libre para corte en viga.



Haciendo sumatoria de momentos respecto del punto "R_b":

$$\Sigma MB = 0$$

$$22RA = (7260)(22) + (7260)(17.73) + (1815)(13.46)$$

$$RA = V_{\text{max}} = 14,221.40 \text{ kg.}$$

Cálculo de sobrecarga por impacto

$$I = \frac{15}{L + 38} \leq 30\%$$

$$I = \frac{15}{22 + 38} = 0.25$$

Entonces $I=1.25$

Cálculo de corte y momentos últimos

Momento último

$$Mu = 1.3[Mcm + 5/3((Mcv)(SC)(I))]$$

Donde:

Mu = Momento último.

Mcm = Momento por carga muerta.

Mcv = Momento por carga viva.

SC = Factor de sobrecarga.

I = Factor de impacto.

$$Mu = 1.3[253,672 + 5/3((70,103.40)(1.17)(1.25))]$$

$$Mu = 551,914.00 \text{ kg} - m.$$

Corte último

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

$$Vu = 1.3[45,179.90 + 5/3((14221.4)(1.17)(1.25))]$$

$$Vu = 103,798.00 \text{ kg}.$$

Cálculo del acero de refuerzo por flexión para la viga

Datos:

$$d = t - \emptyset/2 - \text{rec} = 1.40 \text{ m.} - 3.23 \text{ m.} / 2 - 5 = 133.38 \text{ cm.}$$

$$b = 60 \text{ cm.}$$

$$F'c = 280 \text{ kg/m.}^2$$

$$F'y = 4200 \text{ Kg/m.}^2$$

$$Mu = 551,914 \text{ kg-m.}$$

$$As = \left(bd - \sqrt{bt^2 - \frac{(Mu)(b)}{0.003825F'c}} \right) \left(\frac{0.85F'c}{Fy} \right)$$

Valuando en la fórmula del área de acero (As)

$$As = \left((60)(133.38) - \sqrt{(60)(133.38)^2 - \frac{(551,914)(60)}{(0.003825)(280)}} \right) \left(\frac{(0.85)(280)}{4200} \right)$$

$$As = 127.26 \text{ cm.}^2$$

Cálculo del área de acero mínimo (As mín.)

$$As \text{ mín.} = \left(\frac{14.1}{F'y} \right) (bd)$$

$$As \text{ mín.} = 26.87 \text{ cm.}^2$$

Cálculo del área de acero máximo As máx.

$$As \text{ máx.} = (\rho_{\text{max}})(b)(d)$$

$$As \text{ máx.} = 114.47 \text{ cm.}^2$$

Como el $As > As$ máx. Entonces se tendrá que calcular viga doblemente reforzada.

Cálculo de viga doblemente reforzada

ACI-99 da un método para calcular vigas doblemente reforzadas que a continuación se presenta:

Momento que resiste el As máx.

$$MA_{s \text{ máx.}} = 0.90 \left[(As \text{ máx.})(F'y)(d - \frac{(As \text{ máx.})(F'y)}{1.7(F'c)(b)}) \right]$$

Donde:

MAs máx. = Momento que resiste el As máx.

As máx. = Área de acero máximo

F'y = Resistencia del acero.

d = Peralte.

b = Base

F'c = Resistencia del Concreto, 280 kg/cm.²

$$MAs \text{ máx.} = 0.90 \left[(114.47)(4200)(133.38 - \frac{(114.47)(4200)}{1.7(280)(60)}) \right]$$

$$MAs \text{ máx.} = 504,110 \text{ kg} - m.$$

Momento que falta por resistir:

$$Mr = 551,914 \text{ kg-m.} - 504,110 \text{ kg-m.} = 47,804 \text{ kg-m.}$$

Acero adicional:

$$As' = \frac{(47,804 \text{ kg} - m.)(100 \text{ cm.})}{0.9 \left(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (133.38 \text{ cm.})}$$

$$As' = 9.48 \text{ cm.}^2$$

Incrementar As' en un 33%

$$As'' = (9.48)(1.33)$$

$$As'' = 12.61 \text{ cm.}^2$$

Diseño cama superior

$$As'' = 12.61 \text{ cm.}^2$$

Se propone 2No. 7 + 2No. 6 G 60 \approx 13.46 cm.²

Diseño cama inferior

Se toma el 50% del As

$$As1 = (127.26)(0.50) = 63.80 \text{ cm.}^2$$

Se propone 10No. 9 G 60 \approx 64.13 cm.²

Diseño de rieles

$$As \text{ para rieles} = As - As1$$

$$As \text{ para rieles} = 127.26 - 64.13 = 63.13 \text{ cm.}^2$$

Se propone 10No. 9 G60 \approx 64.13 cm.²

Refuerzo adicional

Según AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área grande de concreto sin acero, por tal razón se recomienda que se coloque un refuerzo de 5.29 cm² por cada metro de peralte de la viga (este dato es un valor ya comprobado por las normas para vigas de este peralte) por lo que el refuerzo para la viga principal será:

$$As \text{ ad.} = (5.29 \text{ cm.}^2)(1.4) = 8.46 \text{ cm.}^2$$

Por criterio de diseño se propone 6No. 5 G 60.

Cálculo del acero de refuerzo por corte para la viga

Cálculo del corte que resiste el concreto

$$Vc = (0.53)(0.85)(\sqrt{F'c})(b)(d)$$

Donde:

Vc = Corte que resiste el concreto.

F'c = Resistencia del acero.

b = Base.

d = Peralte.

$$Vc = (0.53)(0.85)(\sqrt{281})(60)(133.38)$$

$$Vc = 60,435.19 \text{ kg.}$$

Con este resultado, se concluye que $Vc < Vu$ por lo tanto, no cumple $s = d/2$, mediante una relación de triángulos semejantes, donde la altura mayor es

el V_u y la altura menor es el V_c , por lo que se calcula la distancia que será cubierta por $d/2$ y con la distancia restante, se encuentra el espaciamiento necesario para los estribos. Hallando distancia que cumple $s = d/2$.

Corte que falta por resistir

$$V_s = V_u - V_c$$

Donde:

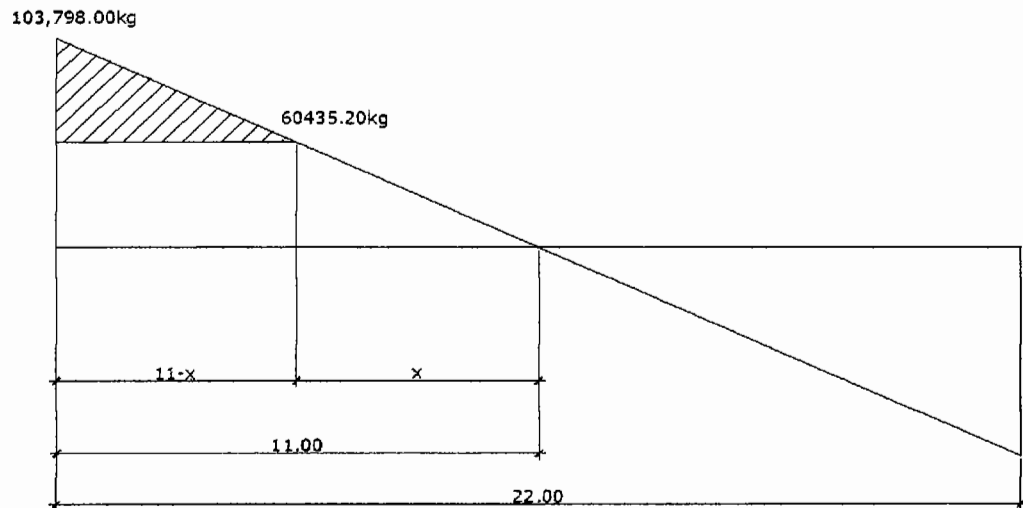
V_s = Corte que falta por resistir.

V_u = Corte último.

V_c = Corte que resiste el concreto.

$$V_s = 103,798 \text{ kg} - 60435.20 \text{ kg} = 43362.8 \text{ kg}.$$

Figura 15. Triángulo de corte.



Mediante relación de triángulos, se encontrara la distancia donde resiste el concreto por sí solo.

$$x = \frac{(60,435.20)(11)}{103,798.00} = 6.4 \text{ m.}$$

En esta distancia de 6.4 m. lo cubre el espaciamiento mínimo que es $d/2=133.38/2 = 66.7 \text{ cm}$; por criterio se opta por colocarlos a 40 cm.

Por confinamiento se encuentran los espaciamientos a 0.50 m, 1.50 m, 4.6 m distancias tomadas desde apoyos, efectuando relaciones de triángulos a las distancias anteriormente citadas, por lo tanto:

$$S = \frac{(0.85)(A_v)(2)(F'_y)(d)}{V_s}$$

$$S = \frac{(0.85)(0.71)(2)(4200)(133.38)}{43,362.80}$$

$$S = 15.59 \text{ cm.} \approx 15.00 \text{ cm.}$$

Entonces colocar estribos No. 3 @ 0.15 m. en los primero 0.50 m.

$$S = \frac{(0.85)(0.71)(2)(4200)(133.38)}{(99,049.09 - 60,435.20)}$$

$$S = 19.93 \text{ cm.} \approx 20.00 \text{ cm.}$$

Entonces colocar estribos No. 3 @ 0.20 m. entre 0.50 m y 1.50 m.

$$S = \frac{(0.85)(0.71)(2)(4200)(133.38)}{(84,935.60 - 60,435.20)}$$

$$S = 27.60 \text{ cm.} \approx 25.00 \text{ cm.}$$

Entonces colocar estribos No. 3 @ 0.25 m. entre 1.50 m y 4.60 m.

Nota: el detalle del armado de las vigas, se encuentra en los planos adjuntos en el apéndice.

2.5.5 Diseño de diafragmas

Son elementos estructurales (vigas) de concreto armado se colocan en sentido perpendicular al tránsito. Además se debe considerar que se colocan en los tercios de luz diafragmas externos, y al centro diafragmas internos.

Diafragmas internos

El pre-dimensionamiento de estos elementos se efectuó en la sección 2.5.1, donde se obtuvo:

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

$$h = 1.00 \text{ m.}$$

Como estos elementos no están trabajando con alguna carga entonces solo lleva acero mínimo en cama inferior como la superior.

$$As \text{ mín.} = \left(\frac{14.1}{F'y} \right) (bd)$$

$$As \text{ mín.} = \left(\frac{14.1}{4200} \right) (30)(100)$$

$$As \text{ mín.} = 10.07 \text{ cm}^2$$

Se propone 2No. 7 + 1No. 6 G 60 \approx 10.61 cm.²

Entonces se deben colocar 2No. 7 + 1No. 6 G 60, tanto en la cama superior como en la inferior.

Para el refuerzo a corte se utiliza el mínimo No. 3 @ 0.30 m.

Adicionalmente por cada pie de altura se recomienda colocar un refuerzo extra de 1.62 cm.²

$$As \text{ ad.} = (1.62)(3.28) = 5.28 \text{ cm.}^2$$

Se propone 2No. 4 + 2No. 5 G 60 \approx 6.5 cm.²

Diafragma externos

El pre-dimensionamiento de estos elementos se efectuó en la sección 2.5.1, donde se obtuvo:

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

$$h = 0.70 \text{ m.}$$

Como estos elementos no están trabajando con alguna carga entonces solo lleva acero mínimo en cama inferior como la superior.

$$As \text{ mín.} = \left(\frac{14.1}{F'y} \right) (bd)$$

$$As \text{ mín.} = \left(\frac{14.1}{4200} \right) (30)(70)$$

$$As \text{ mín.} = 7.05 \text{ cm}^2$$

Se propone 2No. 7 G 60 \approx 7.76 cm.²

Entonces se deben colocar 2No. 7 G 60, tanto en la cama superior como en la inferior.

Para el refuerzo a corte se utiliza el mínimo No. 3 @ 0.30 m.

Adicionalmente, por cada pie de altura se recomienda colocar un refuerzo extra de 1.62 cm.²

$$As \text{ ad.} = (1.62)(2.30) = 3.70 \text{ cm.}^2$$

Se propone 2No. 5 G 60 \approx 3.96 cm.²

Nota: el detalle del armado de diafragmas, se encuentra en los planos adjuntos en el apéndice.

2.5.6 Diseño de neopreno

Los apoyos elastoméricos tienen como función distribuir las cargas sobre el área de soporte de la superestructura del puente a la vez que nivelan las irregularidades de la superficie del acabado del concreto de la superestructura o de los apoyos.

El comportamiento de estos apoyos depende de sus características de deformación bajo cargas de servicio. Por esta razón el diseño de los apoyos se lleva a cabo basado en las cargas de servicio (no mayoradas).

Los apoyos elastoméricos son construidos en elastómero, material que posee la capacidad de recuperar total o parcialmente su forma original una vez se suspenden las cargas. Los apoyos más empleados son los neoprenos zunchados, los cuales permiten giros y desplazamientos en cualquier dirección. Se fabrica en gomas de neopreno (policloropreno) dentro de las que se insertan láminas metálicas de 1 a 3 mm de espesor.

Características de los apoyos de neopreno

- Resistencia a compresión: los apoyos de neopreno pueden soportar esfuerzos de compresión hasta de 70 kg/cm^2 .
- Durabilidad: la durabilidad del neopreno es superior a la del hule natural. Su vida útil es de 40 años. No necesita mantenimiento en uno 35 años.
- Las deformaciones verticales de apoyos de neopreno no deben exceder el 15% del espesor inicial del mismo. Deformaciones mayores del 25% aceleran el proceso de deterioro del neopreno y afectan su vida útil.
- Los parámetros que definen el comportamiento de los apoyos de neopreno son la dureza y el modulo de elasticidad a corte G.
- Una norma practica indica que el área del apoyo elastomérico debe tener unas dimensiones tales que el esfuerzo producido sobre el por la acción de la carga muerta mas la carga viva sea como máximo del orden de 60 kg/cm^2 .

Métodos de diseño

El artículo 14.7.6 de las normas AASTHO, se distinguen dos métodos de diseño para los apoyos:

Método A: el cual describe el procedimiento para el diseño de apoyos comunes y apoyos reforzados con acero o tela.

Método B: el cual presenta un procedimiento opcional para apoyos reforzados con acero y con el que estos no deben diseñarse "a menos que ellos sean ensayados posteriormente de acuerdo con los requisitos de esta norma.

Cálculo del neopreno:

Datos del puente:

Luz = 22 m.

Modulo de elasticidad del concreto de la viga = 2×10^6 ton/m²

Ancho de la viga = 0.60 m.

Reacción en cada apoyo de la viga debida a las cargas de servicio:

Por carga muerta = 45.18 ton.

Por carga viva = 14.22 ton.

Reacción de diseño = 45.18 + 14.22 = 59.40 ton.

Para el cálculo se empleara el método A de la sección 14.7.6 de las normas AASTHO.

Variación máxima de temperatura

El puente se encuentra localizado en una región con una variación máxima de temperatura $\Delta T = 15^\circ$ centígrados.

El coeficiente de dilatación térmica del concreto es igual a 11×10^{-6} mmm/mmm/°C para el concreto de densidad normal.

Por consiguiente, la deformación unitaria del concreto debida a la diferencia de temperatura es:

$$\varepsilon_{temp} = (11 \times 10^{-6})(15) = 0.000165$$

Deformación debida a la retracción del fraguado:

En ausencia de datos experimentales, es posible suponer que la deformación unitaria del concreto, debida a la retracción del fraguado, equivale al 10% de la deformación máxima utilizable ($\varepsilon_{concreto} = 0.003$) del material sometido a compresión. En estas condiciones entonces:

$$\varepsilon_{ret.fraguado} = (0.10)(0.003) = 3 \times 10^{-4}$$

Por consiguiente, el movimiento horizontal máximo del apoyo es igual a:

$$\Delta_s = L(\varepsilon_{temp} + \varepsilon_{ret.fraguado}) = 22(0.000165 + 0.0003) = 0.1023 \text{ m} = 10.23 \text{ mm.}$$

Las normas AASTHO-tabla A.3.4.1-1 recomiendan aumentar este desplazamiento en un 20% con el fin de tener en cuenta otras causas de deformación de la viga tales como flujo plástico.

En consecuencia:

$$\Delta_{s,total} = (1.2)(10.23) = 12.28 \text{ mm.}$$

Evaluación de la altura del apoyo elastomérico

El apoyo debe diseñarse para $h_{rt} > 2\Delta_{s,total}$ según AASTHO 14.7.6.3.4-1.

Donde:

h_{rt} = Espesor total del elastómero del apoyo

Por consiguiente: $h_{rt} > 2(12.28) = 24.56 \text{ mm}$

Se propone un apoyo elastomérico de 44 mm de espesor total, con cuatro capas de refuerzo de acero de 1 mm de espesor, cada una.

Evaluación del factor de forma S del apoyo elastoméricos

El factor de forma viene dado por la siguiente ecuación, válida para apoyos rectangulares sin orificios, según AASTHO 14.7.5.1-1.

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

Donde:

W = Dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje transversal.

L = Dimensión total del apoyo rectangular paralela al eje longitudinal.

h_{ri} = Espesor de la capa i del elastómero.

Se supone un apoyo elastomérico compuesto por 3 capas interiores de 10 mm de espesor cada una, separadas entre sí por una lamina de acero de 1mm de espesor. Las capas exteriores tendrán una altura de 5 mm, cumpliendo con los requerimientos de AASTHO, la cual dice que el espesor de las capas exteriores del elastómero deben ser menores que el 70% de las capas interiores.

El apoyo de la viga tiene un espesor de 600 mm en consecuencia se supone que el ancho W del apoyo elastoméricos es igual a 500mm.

$$S = \frac{500L}{2 \cdot 10(L+500)} = \frac{25L}{L+500} \quad (a)$$

Evaluación del esfuerzo a compresión

El esfuerzo promedio a compresión en cualquier capa del elastómero debe cumplir la siguiente ecuación, según AASTHO 14.7.6.

$$\sigma_{c,TL} = \frac{GS}{\beta}$$

Donde:

$\sigma_{c,TL} \leq 70 \text{ kg/cm}^2$. Para apoyos reforzados con acero.

$\sigma_{c,TL} \leq 56 \text{ kg/cm}^2$. Para apoyos simples o apoyos reforzados con acero

β = factor de modificación que tiene un valor de para capas internas de apoyos reforzados, 1.4 para capas de cubierta y 1.8 para apoyos simples.

Se supone un apoyo elastomérico de dureza 60 en la escala de dureza Shore A.

Según la tabla 14.7.5.2-1 de AASTHO, en la cual se indican los valores del módulo cortante para un elastómero de dureza 60. Estos valores varían entre 9.10 kg/cm² y 14.00 kg/cm². En nuestro caso tomaremos G = 10.00 kg/cm².

Se supone además que $\beta = 1$

Por consiguiente el factor de forma S es:

$$\sigma_{c,TL} = \frac{GS}{\beta} \rightarrow S = \frac{(\sigma_{c,TL})(\beta)}{G} = \frac{(70)(1)}{10} = 7$$

Sustituyendo en la ecuación (a), se obtiene:

$$7 = \frac{25L}{L + 500} \rightarrow L = 194.44 \text{ mm}$$

Por criterio personal se toma una longitud L = 20 cm.

Las dimensiones propuestas del apoyo elastoméricos son:

W = 500 mm.

L = 200 mm.

h_{ri} = 10 mm.

Diseño propuesto del apoyo elastomérico

2 capas exteriores de 5 mm.

3 capas interiores de 3 mm.

4 láminas de refuerzo en acero: 4*1 mm = 4 mm.

Esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico

$$\sigma = \frac{P_{servicio}}{\text{área}} = \frac{59,400}{50 * 25} = 47.52 \text{ kg/cm}^2 < 70 \text{ kg/cm}^2$$

Evaluación de la deflexión instantánea de compresión.

La deformación por compresión del apoyo debe limitarse para asegurar el adecuado funcionamiento del puente. Las deformaciones debidas a la carga total y viva del puente deben considerarse por separado.

La deformación instantánea debe calcularse como:

$$\Delta_c = \sum \varepsilon_{ci} h_{ri}$$

Los valores de ε_{ci} pueden obtenerse de ayudas de diseño basadas en ensayos, tales como las que se presentan en las figuras 14.6.5.3.3-1 de las normas AASTHO.

De las gráficas antes mencionadas se obtiene una deformación unitaria instantánea igual al 3.8% es decir $\varepsilon = 0.038$, para un esfuerzo a compresión sobre el apoyo de 47.52 kg/cm², un factor de forma de 7 y una dureza de 60.

Por consiguiente:

$$\Delta_c = 3 * 0.03 * 10 + 2 * 0.03 * 5 = 1.2 \text{ mm}$$

Evaluación de la rotación del apoyo elastomérico

Las deformaciones rotacionales alrededor de cada eje deben tomarse como la rotación máxima posible entre las caras superior e inferior del apoyo causado por la falta inicial de paralelismo y la rotación del apoyo de la viga. Estas deben limitarse a lo siguiente, según AASTHO 14.6.7.

$$\theta_{TLX} = \frac{2\Delta_c}{L}$$

$$\theta_{TLZ} = \frac{2\Delta_c}{W}$$

Donde:

Δ_c = Deformación instantánea por compresión del apoyo, mm.

De la geometría de rotación del apoyo elastoméricos se tiene:

$$\theta_{TLX} = \frac{2\Delta_c}{L} = \frac{2 * 1.44}{200} = 0.0144 \text{ rad}$$

Rotación del apoyo debida a la carga muerta más la carga viva.

Del análisis estructural se conoce que la rotación en el apoyo de una viga simplemente apoyada, de longitud L sometida a una carga repartida q, es igual a:

$$\theta = \frac{qL^3}{24EI}$$

Es posible mostrar que las propiedades geométricas de la viga son las siguientes:

Momento centroidal de inercia de la sección homogénea = I = $18.2 \times 10^{-2} \text{ m}^4$.

Módulo de elasticidad supuesto para el concreto = E = $2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$.

Se toma una inercia efectiva igual a la mitad de la inercia de la sección bruta para tener en cuenta la fisuración del concreto. Es decir $I_e = 18.2 \times 10^{-2} / 2 = 9.1 \times 10^{-2} \text{ m}^4$

Carga muerta repartida = $45.18 / 11 = 4.10 \text{ ton}$.

Carga viva repartida = $14.22 / 11 = 1.30 \text{ ton}$.

Por consiguiente, la rotación de la viga para la acción simultánea de la carga muerta más la carga viva es:

$$\theta = \frac{(4.10 + 1.30)(22^3)}{(24)(2 \times 10^6)(9.10 \times 10^{-2})} = 0.01331$$

0.01331 rad < 0.0144 rad. Si cumple.

Verificaciones

Estabilidad:

Para asegurar la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el menor valor de:

$L/5$, $W/5$ ó $D/6$ para apoyos simples

$L/3$, $W/3$, ó $D/4$ para apoyos reforzados

En consecuencia el espesor total del apoyo (4.4 cm) no debe exceder el menor valor entre

$L/3 = 20/3 = 6.66 \text{ cm} > 4.4 \text{ cm}$. Cumple

$W/3 = 50/3 = 16.66 \text{ cm} > 4.4 \text{ cm}$. Cumple

Refuerzo:

El refuerzo debe ser de tela o acero y su resistencia en kilos por centímetro lineal bajo niveles de esfuerzo de trabajo en cada dirección no debe ser menor que:

$250 h_{ri}$ para tela.

$300 h_{ri}$ para acero.

Para estos propósitos h_{ri} debe tomarse como el espesor promedio de las dos capas de elastómero pegadas al refuerzo.

Sustituyendo el valor numérico $h_{ri} = 0.10 \text{ cm}$, se concluye:

$300 h_{ri} = 300 * 0.10 = 30 \text{ kg/cm}$.

La resistencia por centímetro lineal está dada por el producto del espesor del material del refuerzo y el esfuerzo admisible.

Se toma un esfuerzo admisible del acero igual a $f's = 1700 \text{ kg/cm}^2$.

Por consiguiente:

Resistencia por centímetro lineal: $1700 * 0.10 = 170 \text{ kg/cm}$. $> 30 \text{ kg/cm}$.

Cumple.

Nota: el detalle del neopreno se encuentra en los planos adjuntos en el apéndice.

2.6 Diseño de la subestructura

2.6.1 Análisis y diseño de la subestructura

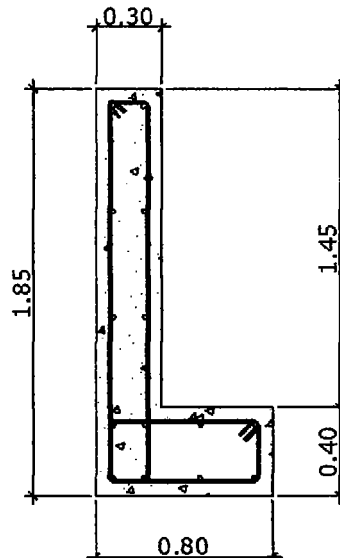
Análisis y diseño de cortina

Sirve para detener el relleno en sentido longitudinal; se considera empotrado a la viga de apoyo, y el alto depende de la viga principal del puente.

Según AASHTO 3.20, se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 23 pies, con una presión de 480 Kg. /m.^3

El pre-dimensionamiento de la viga se realizó en la sección 2.5.1, en donde se obtuvo la geometría siguiente:

Figura 16. Geometría de la cortina.

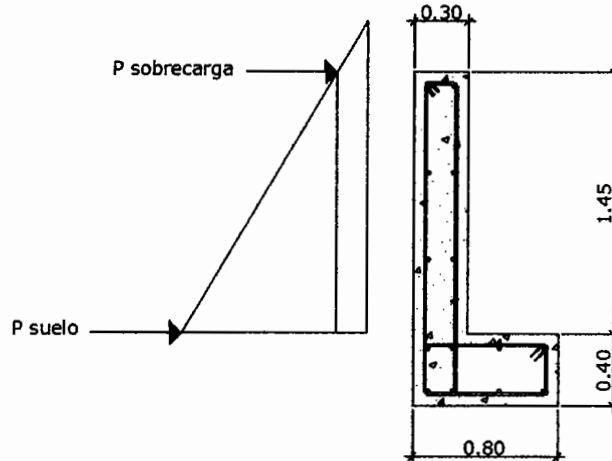


Datos:

B = base de la cortina = 0.30 m.

H = altura de la cortina = 1.45 m.

Figura 17. Triángulo de presiones para la cortina.



Evaluando presiones

Donde:

P sob. = Presión de sobrecarga.

P suelo = Presión de suelo equivalente líquido.

$$P_{sob} = (480 \text{ kg/m.}^3)(0.61 \text{ m.}) = 292.80 \text{ kg/m.}^2$$

$$P_{suelo} = (480 \text{ kg/m.}^3)(1.45 \text{ m.}) = 696 \text{ kg/m.}^2$$

Evaluando fuerzas

Donde:

E sob. = Empuje de sobrecarga.

E suelo = Empuje de suelo equivalente líquido.

$$E_{sob} = (292.80 \text{ kg/m.}^2)(1.60 \text{ m.}) = 468.48 \text{ kg/m.}$$

$$E_{suelo} = (696.00 \text{ kg/m.}^2)(0.80 \text{ m.}) = 556.80 \text{ kg/m.}$$

Evaluando momentos

Donde:

M sob. = Momento de sobrecarga.

M suelo = Momento de suelo equivalente liquido.

$$M \text{ sob} = (468.48)(0.725 \text{ m.}) = 339.64 \text{ kg} - \text{m.}$$

$$M \text{ suelo} = (556.80)(1.45 \text{ m./3}) = 269.12 \text{ kg/m.}$$

Cálculo de fuerza longitudinal AASHTO 1.2.13

Será producida por las llantas del camión en el terraplén o aproche, la cual es transmitida a la viga de apoyo, se calcula de la siguiente manera:

$$LF = \frac{(0.05)(P)}{2H}$$

Donde:

LF = Fuerza longitudinal.

P = carga del camión.

H = Altura de la cortina.

$$LF = \frac{(0.05)(7272.73 \text{ kg})}{2(1.45 \text{ m.})} = (125.39 \text{ kg/m.})(1 \text{ m.}) = 125.39 \text{ kg}$$

Se debe multiplicar el resultado por dos

$$LF = (125.39 \text{ kg})(2) = 250.78 \text{ kg.}$$

Momento de fuerza longitudinal

Brazo donde actúa = H + 6' = 1.45 m. + 1.82 = 3.27 m.

$$MLF = (250.78)(3.27) = 820.05 \text{ kg} - \text{m.}$$

Calculando el sismo

Coefficiente de sismo 10% para 1m de ancho

$$S = (W)(Cs)$$

Donde:

$$W = \text{Peso de cortina} = (2400)(1.45)(0.3) + (2400)(0.4)(0.8) = (1842 \text{ kg/ m.})(1 \text{ m.})$$

$$W = 1812 \text{ kg.}$$

$$S = \text{Coeficiente de sismo} = 0.12$$

$$S = (1812)(0.12) = 217.44 \text{ kg.}$$

Momento por sismo

$$MS = (217.44 \text{ kg.})(1.45\text{m.} / 2) = 157 \text{ kg-m.}$$

Combinación de cargas para momentos

Siguiendo lo especificado en AASHTO 3.22.1, aplican en lo siguiente, finalmente cuando existe sismo, se deberán comparar las formulas del grupo III y VII y se tomara en cuenta, para la cuantía, el grupo con el valor más crítico.

Probando con grupo III

$$M_{\text{máx}} = 1.3(M_{\text{sob}} + M_{\text{suelo}} + MS)$$

$$M_{\text{máx}} = 1.3(339.64 + 269.12 + 820.05) = 1,857.45 \text{ kg} - \text{m.}$$

Probando con grupo VII

$$M_{\text{máx}} = 1.3(M_{\text{sob.}} + M_{\text{suelo}} + MLF)$$

$$M_{\text{máx}} = 1.3(339.64 + 269.12 + 157.00) = 995.48 \text{ kg} - \text{m.}$$

Al hacer la comparación de momentos se observa que el momento más crítico, es el del grupo III, por lo tanto se toma el momento de dicho grupo para calcular el refuerzo de la cortina.

Refuerzo a corte:

Se tomara en cuenta, para la cuantía, el grupo con el valor más crítico:

Probando con grupo III

$$V_{\text{máx}} = 1.3(E \text{ sob.} + E \text{ suelo} + LF)$$

$$V_{\text{máx}} = 1.3(468.48 + 556.80 + 250.78) = 1,658.88 \text{ kg.}$$

Probando con grupo VII

$$V_{\text{máx}} = 1.3(E \text{ sob.} + E \text{ suelo} + S)$$

$$V_{\text{máx}} = 1.3(468.48 + 556.80 + 217.44) = 1,615.54 \text{ kg.}$$

Al hacer la comparación de los cortes se observa que el corte más crítico, es el del grupo III, por lo tanto se toma el momento de dicho grupo para calcular el refuerzo de la cortina.

Diseño de la cortina a flexión

Cálculo del refuerzo

$$A_s = \left(bd - \sqrt{bt^2 - \frac{(Mu)(b)}{.003825F'c}} \right) \left(\frac{0.85F'c}{F_y} \right)$$

Donde:

Mu = Momento último = 1,857.45 kg-m.

F'c = Resistencia del Concreto = 280 kg/cm.²

F'y = Resistencia del acero = 4200 kg/cm.²

b = Longitud unitaria = 100 cm.

d = peralte = 30 cm. – 5 cm. = 25 cm.

Valuando en la fórmula del área de acero (As)

$$A_s = \left((100)(25) - \sqrt{(100)(25)^2 - \frac{(1857.45)(100)}{(0.003825)(280)}} \right) \left(\frac{(0.85)(280)}{4200} \right)$$

$$A_s = 1.97 \text{ cm.}^2$$

Cálculo del área de acero mínimo (A_s min.)

$$A_s \text{ mín.} = \left(\frac{14.1}{F'y} \right) (bd)$$

$$A_s \text{ mín.} = 8.39 \text{ cm.}^2$$

Cálculo del área de acero máximo A_s máx.

$$A_s \text{ máx.} = (\rho_{\text{max}})(b)(d)$$

$$A_s \text{ máx.} = 35.76 \text{ cm.}^2$$

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

$$A_s \text{ mín} = 8.39 \text{ cm.}^2$$

Con los datos obtenidos, se concluye que se necesitan 8 No.4 G 60.

Diseño de la cortina a corte

Cálculo del refuerzo

$$V_c = (0.53)(0.85)(\sqrt{F'c})(b)(d)$$

Donde:

V_c = Corte que resiste el concreto

$F'c$ = Resistencia del acero

b = Base.

d = Peralte.

$$V_c = (0.53)(0.85)(\sqrt{280})(100)(25)$$

$$V_c = 16,320.90 \text{ kg.}$$

Como $V_c > V$ máx. sólo se colocará el refuerzo mínimo que es:

$$d/2 = 25 \text{ cm. } /2 = 12.50 \text{ cm.}$$

Con los datos obtenidos, se concluye que el refuerzo será No 3 G60 @ 0.15 m.

Nota: el detalle del armado de la cortina, se encuentra en los planos adjuntos en el apéndice.

Análisis y diseño de la viga de apoyo

La viga de apoyo, se chequea por aplastamiento, debido a que está apoyada en toda su longitud, y se refuerza con acero mínimo por no soportar flexión. El refuerzo transversal lo constituyen los estribos.

Se integran las siguientes cargas para el diseño.

$$W \text{ losa} = (2400 \text{ kg/cm.}^2)(0.20 \text{ m.})(2.20 \text{ m.})(11 \text{ m.}) = 1,1088 \text{ kg.}$$

$$W \text{ viga} = (2400 \text{ kg/cm.}^2)(0.60 \text{ m.})(1.20 \text{ m.})(11 \text{ m.}) = 1,9008 \text{ kg.}$$

$$W \text{ pasamanos} = (58.4 \text{ kg/m.})(11 \text{ m.}) = 642.4 \text{ kg.}$$

$$W \text{ postes} = (116.8 \text{ kg/m.})(11 \text{ m.}) = 1,284.80 \text{ kg.}$$

$$W \text{ CM total} = 32,023.20 \text{ kg.}$$

Carga viva

$$W \text{ CVtotal} = 7,272.73 \text{ kg.}$$

$$\text{Entonces } W_{\text{total}} = 32,023.20 \text{ kg.} + 7,272.73 \text{ kg.} = 39,295.93 \text{ kg.}$$

Cálculo del refuerzo por flexión

$$A_s \text{ mín.} = \left(\frac{14.1}{F'y} \right) (bd) = \left(\frac{14.1}{4200} \right) (0.80 \text{ m.})(0.40 \text{ m.})$$

$$A_s \text{ mín.} = 10.74 \text{ cm.}^2$$

Se propone 6 No. 5 G 60 \approx 11.88 cm.²

Cálculo del refuerzo por corte

Corte que resiste el concreto

$$V_c = (0.53)(0.85)(\sqrt{F'c})(b)(d)$$

Donde:

V_c = Corte que resiste el concreto

$F'c$ = Resistencia del acero

b = Base.

d = Peralte.

$$V_c = (0.53)(0.85)(\sqrt{280})(80)(40)$$

$$V_c = 24,165.60 \text{ kg.}$$

Corte actuante

$$V_a = \frac{(W)(L)}{2} = \frac{(39,295.93 \text{ kg.})(3.6 \text{ m.})}{2} = 70,732.70 \text{ kg.}$$

$$S = \frac{(0.85)(A_v)(2)(F'y)(d)}{(V_a - V_c)}$$

$$S = \frac{(0.85)(1.27)(2)(4200)(35)}{(70,732.70 - 24,165.60)}$$

$$S = 8.01 \text{ cm.} \approx 8.00 \text{ cm.}$$

Nota: el detalle del armado de la viga de apoyo, se encuentra en los planos adjuntos en el apéndice.

Diseño de estribo

Los estribos son los componentes del puente, que soportan la superestructura en los lados extremos y transmiten la carga al terreno de cimentación.

Para este caso se diseña el estribo de concreto ciclópeo, ya que en el lugar se cuenta con suficiente material (piedra bola).

A continuación se presentan los datos para el diseño:

Peso específico del concreto = $2,400 \text{ kg/m}^3$

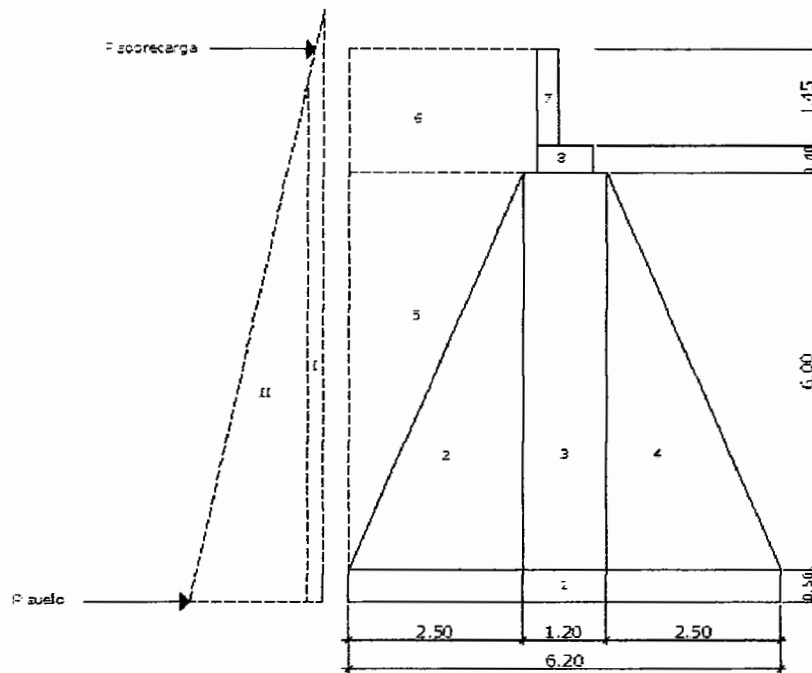
Peso específico del concreto ciclópeo = $2,700 \text{ kg/m}^3$

Peso específico del suelo = $1,600 \text{ kg/cm}^3$

Valor soporte del suelo = $35,000 \text{ kg/m}^2$

Equivalente líquido = 480 kg/cm^3

Figura 18. Geometría del estribo.



Momento de volteo

Primero se calculan las presiones, después la fuerza de empuje posteriormente los momentos.

Donde:

P_{sob} = Presión sobre carga

P_{suelo} = Presión de suelo

E_{sob} = Empuje sobrepresión

E_{suelo} = Empuje de suelo

Presión sobrecarga

$$P_{sob} = (E_{equivliq})(H)$$

$$P_{sob} = (480 \text{ kg/m}^3)(0.61 \text{ m.})$$

$$P_{sob} = 292.80 \text{ kg/m}^2$$

Presión del suelo

$$P_{suelo} = (E_{equivliq})(H)$$

$$P_{suelo} = (480 \text{ kg/m}^3)(8.35 \text{ m})$$

$$P_{suelo} = 4008 \text{ kg/m}^2$$

Empuje de sobrepresión

$$E_{sob} = (P_{sob.})(H)$$

$$E_{sob} = (292.80 \text{ kg/m}^2)(H)$$

$$E_{sob} = 2444.88 \text{ kg/m.}$$

Empuje del suelo

$$E_{suelo} = (P_{suelo})(H/2)$$

$$E_{suelo} = (4008 \text{ kg/m}^2)(8.35 \text{ m./2})$$

$$E_{suelo} = 16,733.40 \text{ kg/m.}$$

Momento por sobrecarga

$$M_{sob} = (E_{sob.})(\text{Centroide de la figura})$$

$$M_{sob} = (2444.88)(4.175 \text{ m.})$$

$$M_{sob} = 10,207.4 \text{ kg} - \text{m.}$$

Momento del suelo

$$M \text{ sob.} = (E \text{ suelo})(\text{Centroide de la figura})$$

$$M \text{ sob.} = (16733.40)(2.78 \text{ m.})$$

$$M \text{ sob.} = 46,574.60 \text{ kg} - \text{m.}$$

Tabla I. Momentos de volteo.

Sección	Empuje (kg.)	Brazo (m.)	Momento (Kg-m)
I	2,444.88	4.175	10,207.40
II	16,733.40	2.78	46,574.60
	19,178.28		56,782.00

Tabla II. Cálculo de momento estabilizante ME (respecto a AB).

Sección	Área (m ²)	Peso específico (Kg/m ³)	Peso (kg.)	Brazo (m.)	Momento (kg-m)
1	3.10	2700.00	8370.00	3.10	25947.00
2	7.50	2700.00	20250.00	4.53	91732.50
3	6.00	2700.00	16200.00	3.10	50220.00
4	7.50	2700.00	20250.00	1.67	33817.50
5	7.50	1600.00	12000.00	5.37	64440.00
6	5.00	1600.00	8000.00	4.65	37200.00
7	0.55	2400.00	1320.00	3.35	4422.00
8	0.32	2400.00	768.00	3.10	2380.80
			87158.00		310159.80

Verificación del estribo

Verificando sin superestructura

Según especificación

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} \geq 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0.5W}{E} \geq 1.5$$

Donde:

ME = Momento estabilizante.

MV = Momento de volteo.

W = Peso de todo el estribo.

E = Empuje total.

$$\text{Volteo} = \frac{310159.80}{56,782.00} \geq 1.5$$

$$\text{Volteo} = 5.46 \geq 1.5 \quad \text{Si cumple.}$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0.5(87158.00)}{19,178.28} \geq 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 2.27 \geq 1.5 \quad \text{Si cumple.}$$

Presiones

Para encontrar presiones y verificar si existen presiones negativas, primero se calcula el valor de "a", luego se calcula la excentricidad, y con los datos obtenidos se aplica la fórmula de presión.

Según especificación

$$a = \frac{ME - MV}{W}$$

En donde $3a > b$, para que cumpla

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

$$P = \frac{W}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right)$$

En donde $P_{\text{máx}} < \text{Valor soporte} > 0$, para que cumpla.

Cálculo de presiones

$$a = \frac{310159.80 - 56,782.00}{87158.00} = 2.91$$

$3a > b$ $3(2.91)(3) = 8.73 > 6.2$ Si cumple.

$$e = \frac{6.2}{2} - 2.91 = 0.19$$

$$P = \frac{87158.00}{(6.2)(1)} \left(1 \pm \frac{(6)(0.19)}{6.2} \right) = 16,642.55 < \text{Valor soporte}$$

Si cumple.

Verificación del muro con superestructura y carga viva

Este chequeo es necesario, para verificar si el muro resiste el peso de la estructura que tendrá que soportar.

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = 11,088.00 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{viga}} = 19,008.00 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{pasamano}} = 642.40 \text{ kg.}$$

$$W_{\text{poste}} = 1282.80 \text{ kg.}$$

$$WCM = (32,023 \text{ kg.})(1.4) = 44,832.20 \text{ kg.}$$

Carga viva

$$WCV = \frac{16,000 \text{ lb}}{2.2} = 7,272.73 \text{ kg.}$$

$$WCV = (7272.73 \text{ kg})(1.4) = c$$

$$W \text{ total} = 44,832.20 \text{ kg.} + 44,832.20 \text{ kg.}$$

$$W \text{ total} = 57,195.80 \text{ kg.}$$

Momento estabilizante

$$ME = (57,195.80 \text{ kg.})(6.2 \text{ m./2}) = 177,307.10 \text{ kg} - \text{m.}$$

Momento estabilizante total

$$ME \text{ total} = 310,159.80 \text{ kg} - \text{m.} + 177,307.10 \text{ kg} - \text{m.}$$

$$ME \text{ total} = 487,466.90 \text{ kg} - \text{m.}$$

$$\text{Volteo} = \frac{ME \text{ total}}{MV} \geq 1.5$$

$$\text{Volteo} = \frac{487,466.90}{56,782.00}$$

$$\text{Volteo} = 8.58 \geq 1.5 \text{ Si cumple.}$$

$$\text{Delizamiento} = \frac{0.5(W \text{ total} + W)}{E}$$

$$\text{Delizamiento} = \frac{0.5(57,195.80 + 87158.00)}{19,178.28}$$

$$\text{Deslizamiento} = 3.76 \geq 1.5 \text{ Si cumple}$$

Cálculo de presiones

$$a = \frac{ME \text{ total} - MV}{W \text{ total} + W}$$

En donde $3a > b$, para que cumpla

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

$P = \frac{W_{total} + W}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right)$ En donde $P_{max} < Valor\ soporte > 0$, para que cumpla.

$$a = \frac{487,466.90 - 56,782.00}{57,195.80 + 87158.00} = 2.98$$

$3a > b$ $3(2.98)(3) = 8.94 > 6.2$ Si cumple.

$$e = \frac{6.2}{2} - 2.98 = 0.12$$

$$P = \frac{57,195.80 + 87158.00}{(6.2)(1)} \left(1 \pm \frac{(6)(0.12)}{6.2}\right) = 25,987.40 < Valor\ soporte$$

Si cumple.

Verificación del muro por sismo sin carga viva

$$W_s = W + WCM$$

$$W_s = 87158.00 + 44,832.20 = 131,990.20 \text{ kg.}$$

Momento estabilizante

$$MES = ME + (WCM * Brazo)$$

$$MES = 310159.80 + (44,832.20 * 6.2/2)$$

$$MES = 449,139.62 \text{ kg} - m.$$

Fuerza horizontal

$$FH = (1.08)(E) + 0.08(W + WCV)$$

$$FH = (1.08)(19,178.28) + 0.08(87158.00 + 7272.73)$$

$$FH = 28,267.00$$

Tabla III. Momento de volteo por sismo.

Sección	Área (m ²)	Peso específico (Kg/m ³)	Peso (kg.)	Brazo (m.)	Momento (kg-m)
1	3.10	2700.00	8370.00	0.25	2092.50
2	7.50	2700.00	20250.00	2.50	50625.00
3	6.00	2700.00	16200.00	3.50	56700.00
4	7.50	2700.00	20250.00	2.50	50625.00
5	7.50	1600.00	12000.00	4.50	54000.00
6	5.00	1600.00	8000.00	7.425	59400.00
7	0.55	2400.00	1320.00	7.625	10065.00
8	0.32	2400.00	768.00	6.70	5145.60
			87158.00		288653.10

Momento estabilizante

$$MS = 0.08MS$$

$$MS = 0.08(288653.10) = 23,092.24 \text{ kg} - m.$$

Momento de volteo

$$MV = 1.08MV + 0.008WCM + MS$$

$$MV = 1.08(56,782.00) + 0.08(44,832.20) + 23,092.24 = 88,003.37 \text{ kg} - m.$$

$$\text{Volteo} = \frac{MES}{MV}$$

$$\text{Volteo} = \frac{449,139.62}{88,003.37}$$

$$\text{Volteo} = 5.10 > 1.5 \text{ Si cumple.}$$

$$\text{Delizamiento} = \frac{0.5(W)}{FH}$$

$$\text{Delizamiento} = \frac{0.5(131,990.20)}{28,267.00}$$

$$\text{Deslizamiento} = 2.33 \geq 1.5 \text{ Si cumple.}$$

Cálculo de presiones

$$a = \frac{MES - MV}{W}$$

En donde $3a > b$, para que cumpla

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

$$P = \frac{W}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) \quad \text{En donde } P_{\text{máx}} < \text{Valor soporte} > 0, \text{ para que cumpla.}$$

$$a = \frac{449,139.62 - 88,003.37}{c} = 2.73$$

$$3a > b \quad 3(2.73)(3) = 8.19 > 6.2 \quad \text{Si cumple.}$$

$$e = \frac{6.2}{2} - 2.98 = 0.37$$

$$P = \frac{131,990.20}{(6.2)(1)} \left(1 \pm \frac{(6)(0.12)}{6.2} \right) = 28,919.36 < \text{Valor soporte}$$

Si cumple.

Nota: el detalle del estribo, se encuentra en los planos adjuntos en el apéndice.

2.7 Evaluación ambiental inicial

o.	Aspecto ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental	Indicar los lugares de donde se espera se generen los impactos ambientales	Manejo ambiental Indicar qué se hará para evitar el impacto al ambiente, trabajadores y/o vecindario.
	Aire	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, hollín, monóxido de carbono, óxidos de azufre, etc.)	Si debido al uso de la maquinaria	En el lugar de trabajo.(Sólo mientras dure la obra)	Trabajar con maquinas en buen estado para evitar que produzcan monóxidos de carbono. Circular la construcción con una pared de lámina.
		Ruido	Si debido al uso de la maquinaria	En el lugar de trabajo.(Solo mientras dure la obra)	Evitar trabajar en horarios que molesten al vecindario(en la madrugada y en la noche)
		Vibraciones	Si debido al uso de la maquinaria	En el lugar de trabajo.(Solo mientras dure la obra).	Evitar trabajar en horarios que molesten al vecindario(en la madrugada y en la noche)
		Olores	No aplica	No aplica	No aplica porque el proyecto es nuevo.
	Agua	Abastecimiento de agua	Cantidad: No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción.
		Aguas residuales Ordinarias (aguas residuales generadas por las actividades domésticas)	Cantidad: No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción.
		Aguas residuales especiales (aguas residuales generadas por servicios públicos municipales, actividades de servicios, industriales, agrícolas, pecuarias,)	Cantidad: No aplica	Descarga: No aplica	No aplica para esta construcción.
		Mezcla de las aguas residuales anteriores	Cantidad: No aplica	Descarga: No aplica	No aplica para esta construcción

		Agua de lluvia	Captación No aplica	Descarga: No aplica	No aplica para esta construcción
	Suelo	Desechos sólidos (basura común)	Cantidad: Los producidos por los materiales de construcción.	En el sector de la construcción	Recolectar todos los desechos sólidos producidos, y trasportarlos al depósito de basura de la comunidad.
		Desechos Peligrosos (con una o más de las siguientes características : corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos, inflamables y bioinfecciosos)	Cantidad: No aplica	Disposición No aplica	No aplica para esta construcción
		Descarga de aguas residuales (si van directo al suelo)	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción
		Modificación del relieve o topografía del área	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción
	Biodiversidad	Flora (árboles, plantas)	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción.
		Fauna (animales)	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción.
		Ecosistema	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción.
	Visual	Modificación del paisaje	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción.
	Social	Cambio o modificaciones sociales, económicas y culturales, incluyendo monumentos arqueológicos	No aplica	No aplica	No aplica para esta construcción.

2.8 Planos de la obra

Los planos finales del puente son los siguientes:

- Planta y perfil del puente.

- Detalle de losa y sección del puente.
- Detalles de la superestructura del puente.
- Detalles de la subestructura del puente.

Nota: los planos finales del puente se encuentran adjuntos en el anexo.

2.9 Presupuesto de la obra

El presupuesto se elaboro en base a precios manejados en la región tanto de mano de obra como de materiales, elaborando de esta manera los costos unitarios de los rubros a trabajar dando como resultado el resumen proporcionado en la tabla VI (ver resumen).

Tabla VI. Presupuesto del puente vehicular.

No.	DESCRIPCION DEL RENGLON	CANTI-DAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL (Q)	COSTO TOTAL (\$)
1	Limpieza y destronque	1	Global	Q 34,935.00	Q 34,935.00	\$4,209.04
2	Trazo	1	Global	Q 20,961.00	Q 20,961.00	\$2,525.42
3	Excavación para estribos	1	Global	Q 25,961.50	Q 25,961.50	\$3,127.89
4	Estribos	385.28	m3	Q 1,108.73	Q 427,171.77	\$51,466.48
5	Viga de apoyo	11	ml	Q 1,292.20	Q 14,214.21	\$1,712.56
6	Cortina	11	ml	Q 1,353.97	Q 14,893.64	\$1,794.41
7	Viga	44	ml	Q 3,069.58	Q 135,061.41	\$16,272.46
8	Diafragmas externos	3.2	ml	Q 852.22	Q 2,727.10	\$328.57
9	Diafragmas internos	3.2	ml	Q 1,078.85	Q 3,452.33	\$415.94
10	Losa (incluye banqueteta y mordiente)	130	m2	Q 883.57	Q 114,864.26	\$13,839.07
11	Barandal	44	ml	Q 646.45	Q 28,443.72	\$3,426.95
12	Neopreno	1	Global	Q 7,877.50	Q 7,877.50	\$949.10
13	Relleno estructural	308	m3	Q 236.33	Q 72,788.10	\$8,769.65
13	Capa de asfalto sobre la losa	0.022	Km	Q1,102,850.00	Q 24,262.70	\$2,923.22
COSTO TOTAL DE LA OBRA					Q927,614.25	\$111,760.75

Nota: el tipo de cambio es a febrero de 2010, Q 8.30 por \$ 1.00

2.10 Análisis económico

Valor presente neto

Es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de ante mano si una inversión vale la pena o no poder realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas, es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

El valor presente neto puede desplegar tres posibles respuestas, las cuales pueden ser:

$$VPN < 0; VPN = 0; VPN > 0$$

Cuando el $VPN < 0$, y el resultado es un valor negativo muy grande alejado de cero, nos está alertando que el proyecto no es rentable. Cuando el $VPN = 0$ nos está indicando que exactamente se está generando el porcentaje de utilidad que se desea, y cuando el $VPN > 0$, está indicando que la opción es rentable y que inclusive podría incrementarse el porcentaje de utilidad.

Las fórmulas del VPN son:

$$P = F \left[\frac{1}{(1+i)^n} \right]$$

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right]$$

Donde:

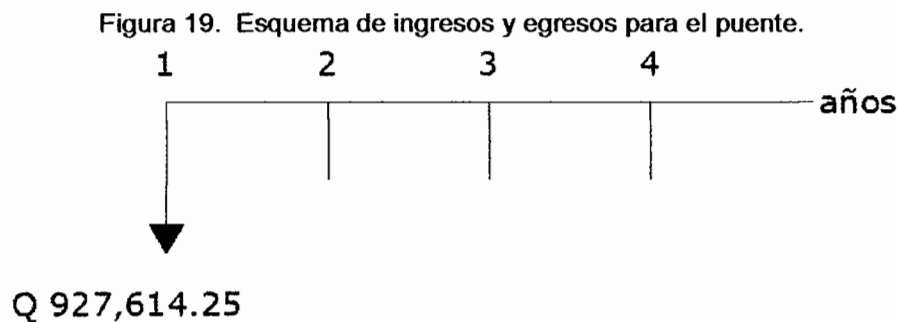
P = Valor de pago único en el valor inicial a la operación, o valor presente.

F = Valor de pago único al final del período de la operación, o valor de pago futuro.

A = Valor de pago uniforme en un período determinado o valor de pago constante o renta, de ingreso o egreso.

i = Tasa de interés de cobro por la operación, o tasa de utilidad por la inversión a una solución.

n = Período de tiempo que pretende la duración de la operación.



$$VPN = Ingresos - Egresos$$

$$VPN = 0 - Q 927,614.25$$

$$VPN = -Q 927,614.25$$

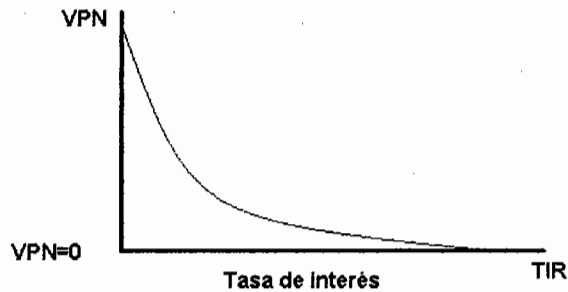
Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable.

Esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

Tasa interna de retorno (TIR)

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

Figura 20. Variación del VPN debido a la TIR.



La tasa interna de retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

$$(P - L) \left(\frac{R}{P}, i\%, n \right) + L * i + D = I$$

Donde:

P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

Valor presente de costos = valor presente de ingresos

Costo anual = Ingreso anual

En las tres formas, el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas, todas requieren de un valor de ingreso, y para este proyecto, por ser de carácter social, no se estima ningún tipo de ingreso, por lo que no se puede hacer el

cálculo de la TIR mediante el uso de estas fórmulas. Lo que procede para este caso, es Tomar el valor de la TIR igual a 4.5%, la cual representa el costo que el Estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala que corresponde a la inversión en títulos públicos que actualmente pagan esa cantidad y es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos para invertirlos en obra pública.

CONCLUSIONES

1. El diseño del puente representa una solución adecuada a una de las necesidades de la colonia Linda Vista en cuanto a sus vías terrestres, contribuyendo de esta forma con el crecimiento socio-económico, tanto de la colonia Linda Vista como de las comunidades adyacentes; lo que a la vez produce beneficio y crecimiento en el municipio Jalapa. Este proyecto vendrá a beneficiar a muchas familias, ya que facilitará el transporte de productos y personas.
2. El proyecto del puente vehicular está diseñado de concreto reforzado "*in sito*", debido a las condiciones del lugar no puede diseñarse con vigas pretensadas.
3. Los estribos están diseñados con concreto ciclópeo por la facilidad de conseguir material piedra bola.
4. El puente vehicular tiene una longitud de 22 metros lineales y el costo de la obra es de Q 927,614.25, dando un precio de Q 42,164.28 el metro lineal. El precio del proyecto se estima entre el rango, pues el costo por metro lineal está entre Q 35,000.00 y Q 50,000.00, según datos proporcionados por la OMP de la municipalidad de Jalapa.
5. Para la construcción de los proyectos no se causará impacto negativo permanente en la flora y fauna del lugar. Esto se debe a que sólo sucederá durante la época de construcción, donde el suelo sufrirá un leve cambio por ser removido al momento de la excavación. Cumpliendo así con las normas del Ministerio de Ambiente para la ejecución de proyectos de infraestructura.

RECOMENDACIONES

1. Es aconsejable si la obra no es construida a corto plazo, actualizar los precios de los materiales y la mano de obra, ya que cambia los precios constantemente; de modo que deben estimarse correctamente los fondos necesarios para la construcción del proyecto.
2. El mantenimiento de los puentes es necesario porque de esta manera se puede verificar que en todo momento desempeñan satisfactoriamente sus funciones, por lo cual se recomienda efectuar por lo menos dos visitas anuales; así también, después de estar sometidos a crecidas o desastres naturales, limpiar o remover objetos que representen algún tipo de obstáculo al cauce del río debido a que pueden provocar alteraciones en el cauce.
3. En el momento de la ejecución del proyecto de diseño deberá apegarse a lo establecido en los mismos, para el buen funcionamiento de las obras de infraestructura diseñadas.
4. Es importante que la municipalidad cuente con un plan de educación ambiental, con el fin de evitar que el puente sea utilizado como basurero.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO). Standard Specifications for Highways and Bridges. 16ª edición. Estados Unidos 1996.
2. Comité ACI 318. Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-99) y comentarios. México: Editorial Limusa. 1999. 525 pp.
3. Enríquez Palencia, Hugo Gerardo. Análisis y diseño simplificado de puentes rurales cortos. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1993. 150 pp.
4. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. Tesis Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 100 pp.

APÉNDICE



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 534 S.S.

O.T.: 26,426

INTERESADO: José Mariano Sandoval Polanco

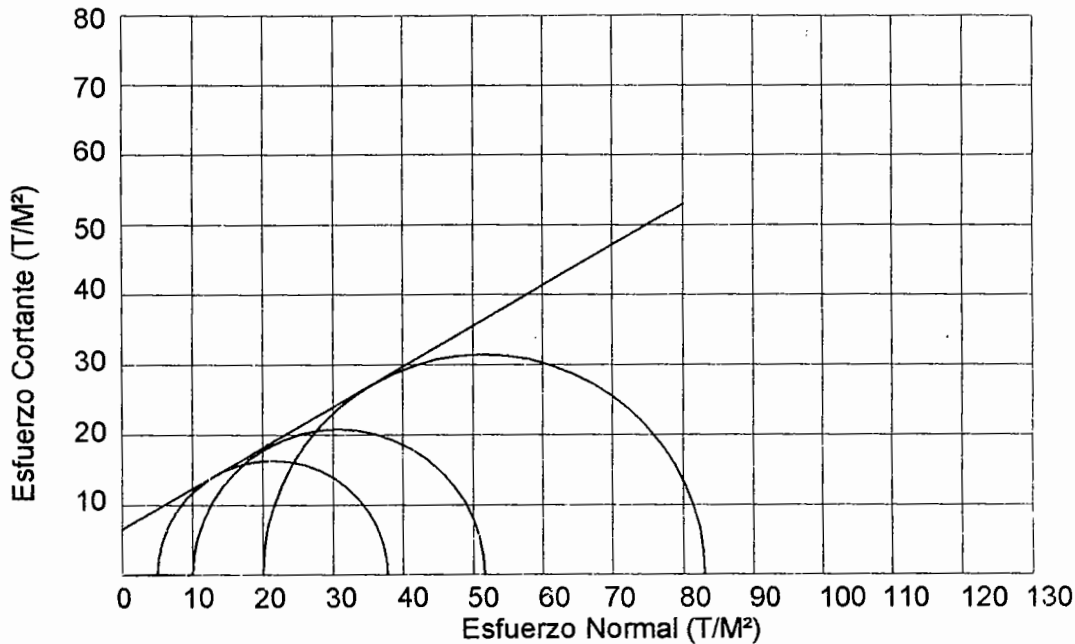
PROYECTO: EPS-Diseño del Puente Vehicular para la Colonia Linda Vista

UBICACIÓN: Linda Vista, Jalapa, Jalapa

Fecha: 30 de noviembre de 2009.

pozo: 1 Profundidad: 2.80 m

Muestra: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 30.14^\circ$	COHESIÓN: $C_u = 6.50 \text{ T/m}^2$
---	--------------------------------------

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.

DESCRIPCION DEL SUELO: Arena limosa color café

DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	32.75	41.57	63.01
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	2.5	4.0	8.5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.14	1.14	1.14
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.41	1.41	1.41
HUMEDAD (%H)	23.3	23.3	23.3

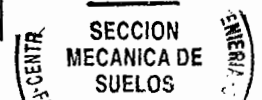
Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Atentamente,

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



Nº 12651

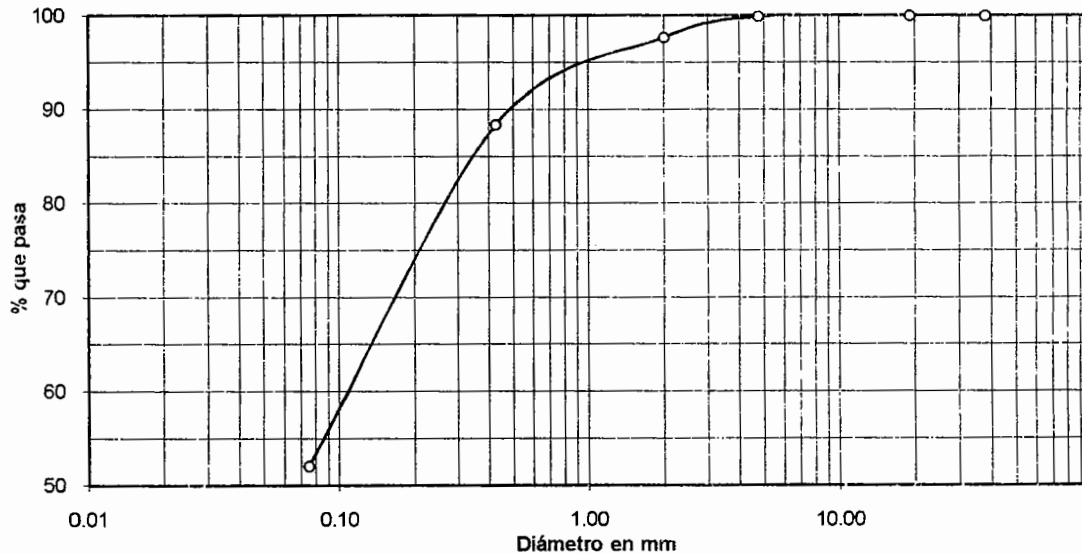
INFORME No. 535 S.S.

O.T. No. 26,426

Interesado: José Mariano Sandoval Polanco
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y con lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
 Proyecto: EPS-Diseño del Puente Vehicular para la Colonia Linda Vista
 Ubicación: Linda Vista, Jalapa, Jalapa
 Fecha: 07 de diciembre de 2009

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
1 1/2"	38.10	100.00
3/4"	19	100.00
4	4.75	99.90
10	2	97.70
40	0.425	88.37
200	0.075	52.05

% de Grava: 0.10
 % de Arena: 47.85
 % de finos: 52.05



Descripción del suelo: Arena limosa color café
 Clasificación: S.C.U.: ML P.R.A.: A-4
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC.



Omar E. Medrano Méndez
 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 12650

INFORME No. 536 S. S.

O.T.: 26,426

Interesado: José Mariano Sandoval Polanco
Proyecto: EPS-Diseño del Puente Vehicular para la Colonia Linda Vista
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Linda Vista, Jalapa, Jalapa
FECHA: 07 de diciembre de 2009

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	0.0	0.0	ML	Arena limosa color café

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

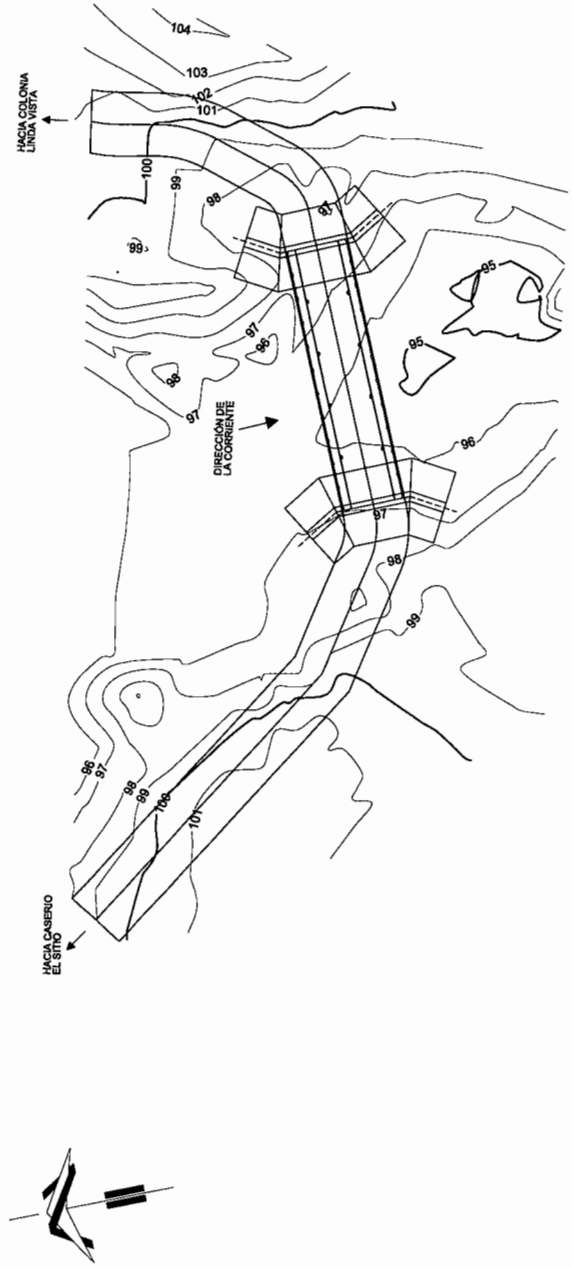
Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



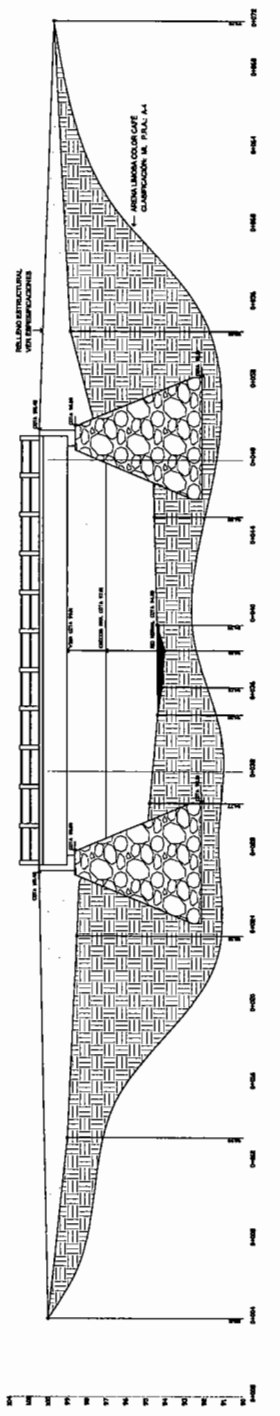
Omar E. Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





- ESPECIFICACIONES DEL RELLENO ESTRUCTURAL**
- El material de relleno debe ser un material compactable y uniforme, libre de materia orgánica, que haya sido sometido a un tamizado No. 20, eliminando la fracción que pasa por dicho tamizado.
 - El material debe ser el mejor que sea disponible y de máxima calidad posible.
 - La compactación debe ser por capas de 30 cm de espesor, utilizando un equipo de compactación que asegure la uniformidad de la compactación en todas las capas.
 - La inclinación máxima de las rampas debe ser de 1:1.
 - La inclinación máxima de las banquetas debe ser de 1:2.
 - El relleno debe ser compactado en capas de 30 cm de espesor, utilizando un equipo de compactación que asegure la uniformidad de la compactación en todas las capas.
 - La inclinación máxima de las rampas debe ser de 1:1.
 - La inclinación máxima de las banquetas debe ser de 1:2.
- ESPECIFICACIONES DE LA COMPACTACIÓN DEL RELLENO ESTRUCTURAL**
- El material de relleno debe ser un material compactable y uniforme, libre de materia orgánica, que haya sido sometido a un tamizado No. 20, eliminando la fracción que pasa por dicho tamizado.
 - El material debe ser el mejor que sea disponible y de máxima calidad posible.
 - La compactación debe ser por capas de 30 cm de espesor, utilizando un equipo de compactación que asegure la uniformidad de la compactación en todas las capas.
 - La inclinación máxima de las rampas debe ser de 1:1.
 - La inclinación máxima de las banquetas debe ser de 1:2.

PLANTA DE UBICACIÓN DEL PUENTE
 ESC 1:200



PERFIL LONGITUDINAL DEL PUENTE
 ESC 1:125

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

PUENTE VEHICULAR

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 JOSE MARINO DE FIGUEROA
 JOSE MANUEL DE FIGUEROA
 SUPERVISADO POR
 SUPLENTE(A) DE EPS
 Unidad de Supervisación Eps

INDICADA
 FEBRERO DE 2010
 000817722
 N.º G. I. A.
 1 4

Escuela de Ingeniería Civil

ESPECIFICACIONES

Manual del INRETA (2003), ASPIRO 1000 (Especificaciones de los Materiales de la Asistencia de la Ingeniería de Carreteras y Caminos de la Ingeniería de Carreteras y Caminos de la Universidad de los Andes, Venezuela).
CIMENTACION
CIMENTACION DE CONCRETO ARMADO.
CIMENTACION DE CONCRETO ARMADO.

CAMA VIVA
CAMA VIVA DE CONCRETO ARMADO.
CAMA VIVA DE CONCRETO ARMADO.
CAMA VIVA DE CONCRETO ARMADO.
CAMA VIVA DE CONCRETO ARMADO.

CONCRETO
CONCRETO DE CALIDAD.
CONCRETO DE CALIDAD.
CONCRETO DE CALIDAD.
CONCRETO DE CALIDAD.

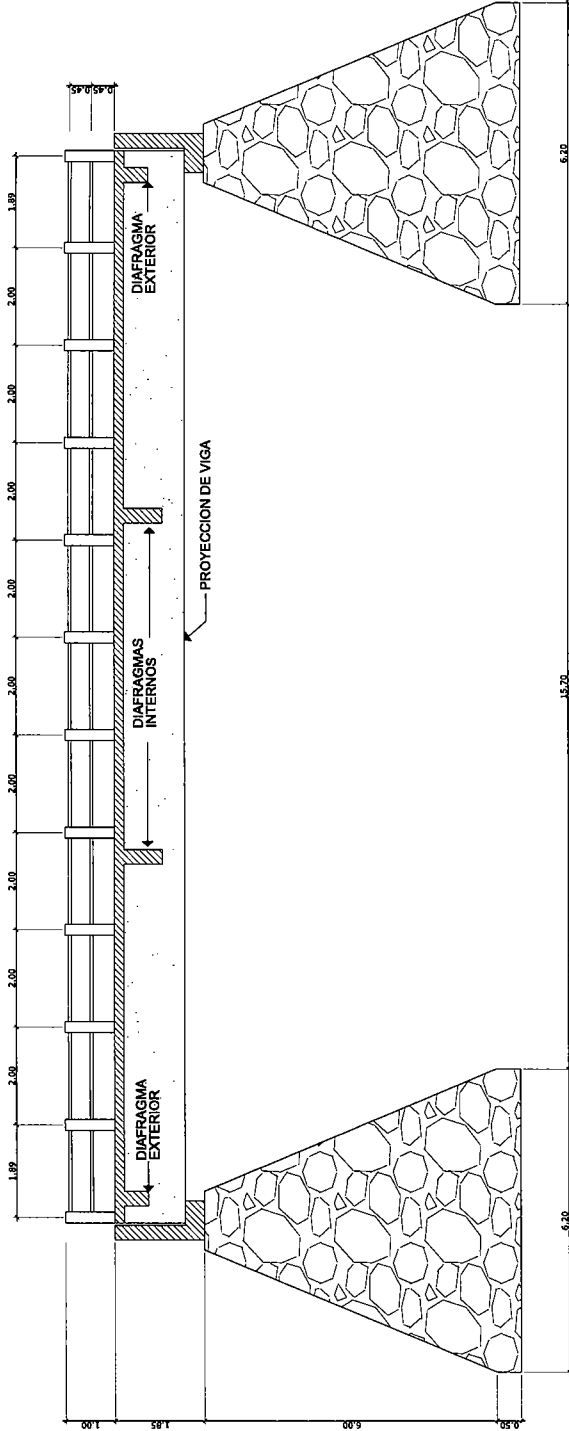
ACERO DE REFUERZO
ACERO DE REFUERZO.
ACERO DE REFUERZO.
ACERO DE REFUERZO.
ACERO DE REFUERZO.

RECOMENDACIONES
RECOMENDACIONES.
RECOMENDACIONES.
RECOMENDACIONES.
RECOMENDACIONES.

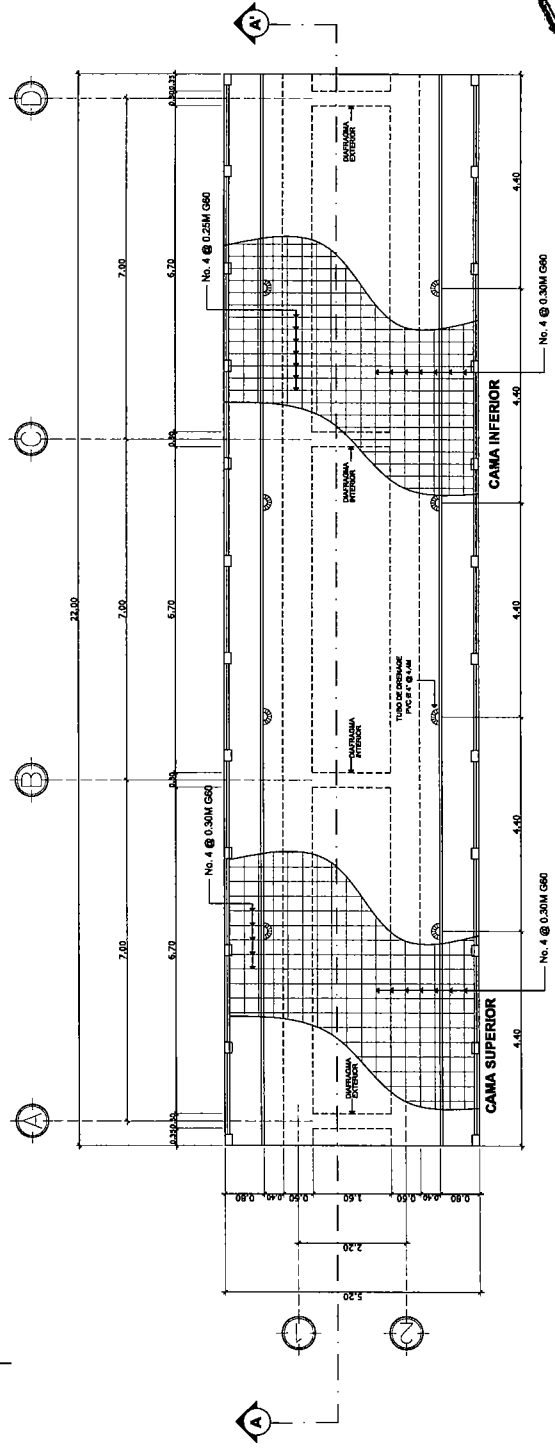
ADVERTENCIAS
ADVERTENCIAS.
ADVERTENCIAS.
ADVERTENCIAS.
ADVERTENCIAS.

NOTAS
NOTAS.
NOTAS.
NOTAS.
NOTAS.

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

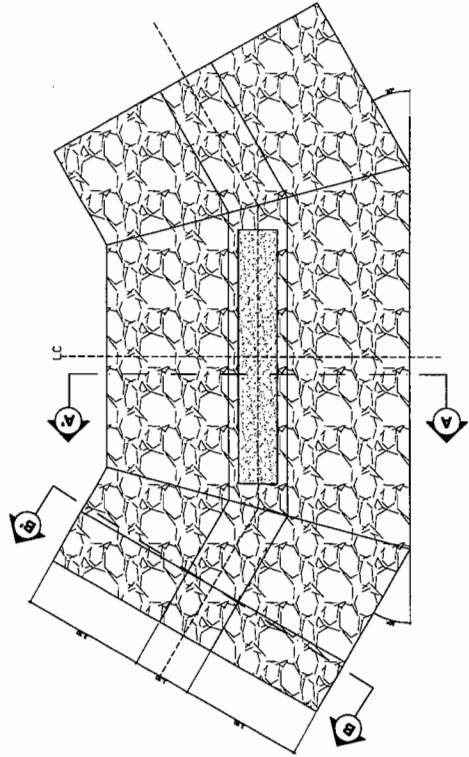


SECCION LONGITUDINAL A-A'
ESC. 1:50

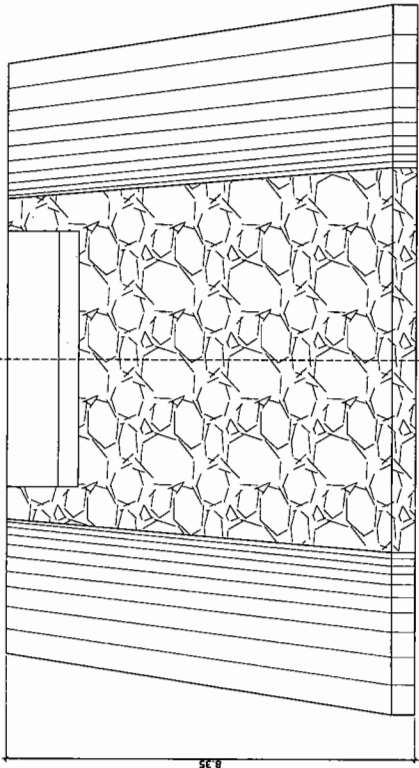


PLANTA DE SUPERESTRUCTURA-REFUERZO
ESC. 1:50

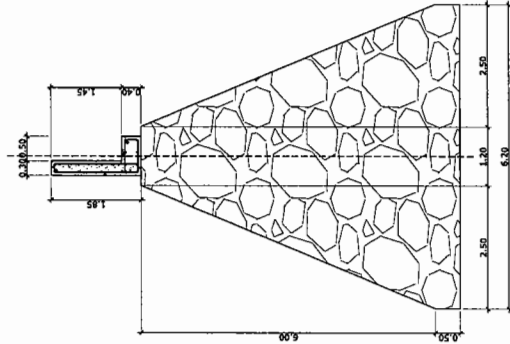
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO
PUENTE VEHICULAR
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA EN CIVIL
INTEGRA
2008-17222
BOLETA
2 4



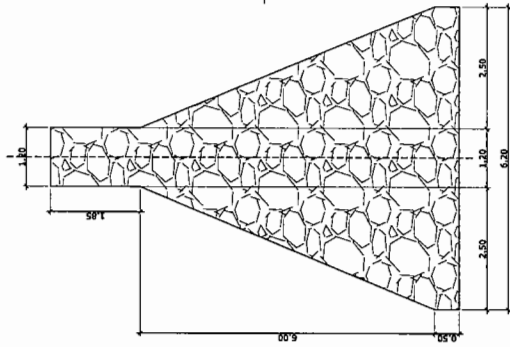
PLANTA DE ESTRIBO
ESC 1:150



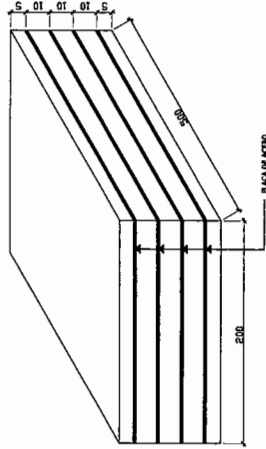
ELEVACIÓN DE ESTRIBO
ESC 1:150



SECCIÓN A-A'
ESC 1:30

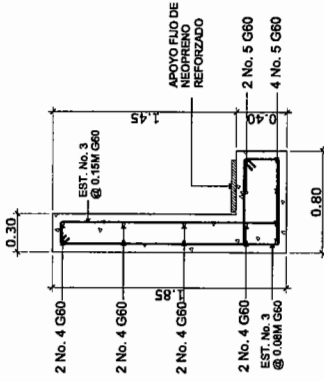


SECCIÓN B-B'
ESC 1:30



DETALLE NEOPRENO REFORZADO
SIN ESCALA

NOTA:
 - El tamaño del apoyo de neopreno es de 50 cm x 20 cm.
 - El espesor total del apoyo sera de 4.4 cm, el cual lo conforma el neopreno de 5 mm y 4 laminas de acero de 1 mm de espesor.
 - Las medidas en el detalle del apoyo estan dadas en mm.
 - El neopreno sera puro de diuresa "A" 60



DETALLE VIGA DE APOYO
SIN ESCALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA

PUENTE VEHICULAR
 PASEO DE LA AMERICA

PROFESOR: JOSE MARIANO BANCIVIAL POLANCO
 ALUMNO: JOSE MARIANO BANCIVIAL POLANCO
 CODIGO: 2008-17722

TITULO: PUENTE VEHICULAR
 MATERIA: INGENIERIA
 FECHA: 2008-12-03
 ESCALA: 1:100

4 / 4