



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR QUE COMUNICA AL MUNICIPIO DE SAN
MIGUEL CHICAJ CON EL MUNICIPIO DE SALAMÁ, DEPARTAMENTO DE
BAJA VERAPAZ**

Mario Alexander Rodas Muñoz
Asesorado por el Ing. Luís Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, octubre de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR QUE COMUNICA AL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL CHICAJ CON EL MUNICIPIO DE SALAMÁ, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

MARIO ALEXANDER RODAS MUÑOZ

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spinola
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton de León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultan Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADORA	Inga. Christa Classon de Pinto
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 DE PUENTE VEHICULAR QUE COMUNICA AL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL CHICAJ CON EL MUNICIPIO DE SALAMÁ, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 12 de agosto de 2004.



MARIO ALEXANDER RODAS MUÑOZ



Guatemala, 22 de septiembre de 2008.
REF. EPS.D.597.09.08.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

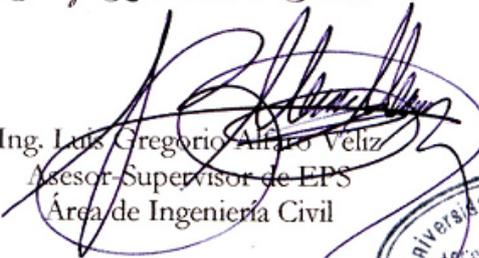
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **MARIO ALEXANDER RODAS MUÑOZ** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **199922518**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR QUE COMUNICA AL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL CHICAJ CON EL MUNICIPIO DE SALAMÁ, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ”**.

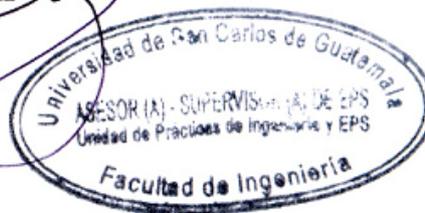
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Ing. Luis Gregorio Alfaro Veliz
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
LGAF/ra



Guatemala, 22 de septiembre de 2008.
REF. EPS.D.597.09.08.

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR QUE COMUNICA AL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL CHICAJ CON EL MUNICIPIO DE SALAMÁ, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **MARIO ALEXANDER RODAS MUÑOZ**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ingeniero Luis Gregorio Alfaro Véliz**.

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 Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





Guatemala,
10 de octubre de 2008

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

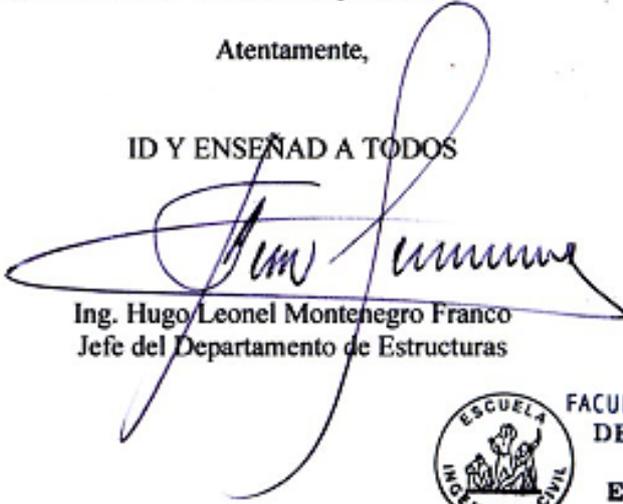
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR QUE COMUNICA AL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL CHICAJ CON EL MUNICIPIO DE SALAMÁ, DEPARTAMNTO DE BAJA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Mario Alexander Rodas Muñoz, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Mario Alexander Rodas Muñoz, titulado DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR QUE COMUNICA AL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL CHICAJ CON EL MUNICIPIO DE SALAMÁ, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Sydney Alexander Samuels Milso



Guatemala, octubre 2008.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.370.2008

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 DE PUENTE VEHÍCULAR QUE COMUNICA AL MUNICIPIO DE SAN MIGUEL CHICAJ CON EL MUNICIPIO DE SALAMÁ, DEPARTAMENTO DE BAJA VERAPAZ**, presentado por el estudiante universitario **Mario Alexander Rodas Muñoz**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
DECANO



Guatemala, octubre de 2008

/gdech

DEDICATORIA A:

- Jehová Dios** Fuente de sabiduría y guía para conducirme por el camino correcto y haberme permitido alcanzar una de mis metas.
- Mis padres** Alba Muñoz Gómez Y Mario Guillermo Rodas, sea para ellos el mayor de los reconocimientos a sus esfuerzos y apoyo incondicional, brindado en el cumplimiento de esta meta.
- Mis tías** Maria del Rosario Rodas, Anabella Rodas, por brindarme su apoyo y ayuda incondicional en todos los momentos de mi vida.
- Mis abuelos** Julia de Rodas y Mario Donald Rodas, por cuidarme e inculcarme desde muy pequeño en el camino correcto.
- Toda la familia** Por el aprecio y confianza mostrados hacia mi persona.

AGRADECIMIENTOS A:

JEHOVÁ DIOS

Por haberme dado el privilegio de finalizar mi carrera.

ING. LUIS ALFARO

Por el apoyo técnico y moral brindado de manera incondicional y por su valiosa asesoría en el presente trabajo de graduación.

FACULTAD DE INGENIERÍA, USAC

Por permitirme forjar en sus aulas uno de mis más grandes anhelos.

LA MUNICIPALIDAD DE SALAMÁ BAJA VERAPAZ

Por el apoyo proporcionado y la oportunidad de compartir mis conocimientos para realizar este trabajo, en especial al Ingeniero Enrique Escalante.

MIS CATEDRÁTICOS

Que con sus sabias enseñanzas me han formado como profesional.

MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE ESTUDIO

Por los momentos que recorrimos juntos en la senda de la vida, deseándoles éxitos.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
GLOSARIO.....	IX
RESUMEN.....	XV
OBJETIVOS.....	XVII
INTRODUCCIÓN.....	XIX
1 MONOGRAFÍA DEL LUGAR.....	1
1.1 Antecedentes del municipio.....	1
1.2 Ubicación y localización.....	2
1.3 Extensión Territorial.....	2
1.4 Límites y Colindancias.....	2
1.5 Vías de acceso.....	3
1.6 Clima.....	3
1.7 Población e idioma.....	3
1.8 Servicios Públicos.....	4
1.9 Economía.....	5
1.10 Suelo y topografía.....	5
1.11 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura.....	6
1.12 Justificación social.....	8
2 SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	9
2.1 Descripción del proyecto.....	9
2.2 Estudios De Hidrología e Hidráulica.....	10
2.2.1 Objetivos de un estudio hidrológico.....	10
2.2.2 Recolección de datos para un estudio hidrológico.....	10
2.2.3 Consideraciones para el Diseño.....	13
2.2.4 Interrelación con los Estudios Geológicos y Geotécnicos ...	14

2.2.5	Información de apoyo	15
2.2.6	Documentación requerida.....	15
2.2.7	Intensidad de lluvias	16
2.2.8	Análisis Hidrológico	17
2.3	Estudio de suelos.....	22
2.3.1	Objetivos de un estudio de suelos	22
2.3.2	Sondeo para las cimentaciones.....	22
2.3.3	Ensayos de campo.....	23
2.3.4	Ensayos de laboratorio	24
2.3.5	Interrelación con los Estudios Hidrológicos	24
2.3.6	Documentación requerida	25
2.4	Estudios topográficos	26
2.4.1	Objetivos de un estudio topográfico.....	26
2.4.2	Alcances de estudios topográficos.....	26
2.4.3	Instrumentación para trabajos topográficos	27
2.4.4	Documentación requerida	28
2.5	Clasificación de los puentes	28
2.5.1	Según su longitud.....	29
2.5.2	Según su función	29
2.5.3	Según material utilizado	29
2.5.4	Según sección transversal.....	30
2.5.5	Según estructura longitudinal	30
2.6	Partes fundamentales de puentes	30
2.6.1	Superestructura	31
2.6.2	Subestructura.....	33
2.7	Especificaciones de diseño	39

2.7.1	Cargas que soporta un puente.....	39
2.7.2	Cargas muertas	39
2.7.3	Cargas vivas	39
2.7.4	Recubrimientos	52
2.7.5	Longitud de desarrollo.....	52
2.7.6	Traslapes.....	52
2.7.7	Ganchos	53
2.8	Diseño de la super-estructura	53
2.8.1	Dimensionamiento de la losa entre vigas	53
2.8.2	Diseño de losa entre vigas.....	56
2.8.3	Diseño de acera (banqueta).....	62
2.8.4	Diseño de barandal	62
2.8.5	Diseño de diafragmas	62
2.8.6	Diseño de vigas	69
2.8.7	Diseño de apoyos de neopreno.....	89
2.9	Diseño de la subestructura.....	93
2.9.1	Diseño de viga de apoyo para estribo en voladizo.....	93
2.9.2	Diseño de cortina para estribo en voladizo	97
2.9.3	Diseño de estribos en voladizo	101
2.9.4	Diseño de viga de apoyo para pila central	116
2.9.5	Diseño de pila central	121
2.9.6	Diseño de cimiento para pila central	126
	CONCLUSIONES	133
	RECOMENDACIONES.....	135
	BIBLIOGRAFÍA.....	147
	APÉNDICE 1	139
	APÉNDICE 2	141
	APÉNDICE 3	143

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Elementos que forman la super-estructura de un puente.....	32
2. Elementos que forman la sub-estructura de un puente.....	33
3. Tajamares	34
4. Las cargas H representan un camión de dos ejes	40
5. Las cargas HS representan un camión con un semiremolque	41
6. Tren de cargas para los camiones H	41
7. Tren de cargas para los camiones HS	42
8. Cargas equivalentes	43
9. Barandas de tráfico y peatonal.....	47
10. Diagrama de momentos para camión H.....	51
11. Diagrama de momentos para camión HS	52
12. Dimensionamiento de la superestructura	55
13. Modelo matemático de dos tramos con voladizo	56
14. Calculo de peralte efectivo para losa entre vigas.....	59
15. Detalle transversal del armado de losa	61
16. Detalle longitudinal del armado de losa	62
17. Detalle de armado de diafragma interior	65
18. Detalle de armado de diafragma exterior	66
19. Detalle en planta de diafragmas.....	67
20. Sección Transversal de diafragmas	68
21. Carga que soporta la viga interior	70
22. Diagrama de cuerpo libre de carga muerta, para viga interior	71
23. Determinación de centro de gravedad de camión.....	72
24. Posición de camión para encontrar centro de gravedad	72
25. Posición de camión para encontrar reacciones.....	73

26. Posición para momento máximo.....	74
27. Posición para corte máximo.....	79
28. Diagrama de corte para diseño en viga interior	80
29. Diagrama de confinamiento en viga interior.....	81
30. Armado de viga interior.....	81
31. Carga que soporta la viga exterior.....	82
32. Diagrama de carga, corte y momento en viga exterior, debido al peso del diafragma	83
33. Diagrama de corte para diseño en viga exterior	87
34. Diagrama de confinamiento en viga exterior.....	88
35. Armado de viga exterior.....	88
36. Detalle de apoyos de neopreno	91
37. Diagrama de carga, corte y momento en viga de apoyo de estribo	96
38. Diagrama de presiones de la cortina, en viga de apoyo	97
39. Fuerza longitudinal en viga de apoyo de estribo.....	98
40. Partes que componen un muro en voladizo.....	101
41. Diagrama carga muerta actuante en estribo.....	103
42. Diagrama de carga viva actuante sobre estribo.....	103
43. Dimensionamiento del estribo.....	104
44. Distancia de actuación de cargas verticales para zapata	107
45. Diagrama de fuerzas sobre la zapata del estribo.....	108
46. Detalle de armado del pie de la zapata.....	110
47. Fuerzas que actúan en el pie de la zapata	111
48. Detalle de armado del talón de la zapata.....	113
49. Diagrama de fuerzas que actúan en la cortina central del estribo	113
50. Armado final de estribo voladizo	115
51. Dimensionamiento de viga de apoyo para pila central.....	116
52. Posición carga pista para diseño de viga de apoyo pila central.....	118

53. Detalle longitudinal armado viga de apoyo de pila central	120
54. Detalle transversal armado viga de apoyo de pila central	120
55. Detalle en planta armado pila central	126
56. Armado de cimiento	129
57. Detalle en planta armado de cimiento pila central.....	129
58. Detalle de armado de pila central.....	131
59. Armado final de pila central.....	131

GLOSARIO

Acera	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
Acero de refuerzo	Cantidad de acero requerido por un momento a flexión.
Aforo	Medición de la cantidad de agua que lleva una corriente ya sea superficial o subterránea, en una unidad de tiempo.
Alas	Unidades destinadas a detener el relleno de la carretera.
Área rural	De acuerdo con la ley (Acuerdo Gubernativo del 7 de abril de 1938), se considera área rural a las aldeas, caseríos, parajes, fincas y otras poblaciones dispersas.
Azimut	Ángulo horizontal que forma una línea con la dirección Norte-Sur, medido de 0 a 360 grados sexagesimales a partir del Norte en el sentido, a favor de las agujas del reloj
Bases de diseño	Bases técnicas adoptadas para el diseño del proyecto.
Bombeo	Pendiente dada, para evacuar el agua pluvial.

Capa de rodadura	Base impermeabilizada para que circulen vehículos por ella.
Carga de diseño	Cargas o fuerzas en kgs o en lb fuerza, para el diseño estructural del proyecto.
Cauce del río	Lecho de un río de distinta forma geométrica.
Caudal	Cantidad o volumen de agua que corre en un tiempo determinado.
Censo	Registro general de ciudadanos.
Cimientos	Unidades estructurales que transmiten la carga al suelo.
Cohesión	Propiedad de los suelos que permite que éstos permanezcan unidos.
Cortina	Losa vertical que sirve para sostener el puente, contener el relleno y transmitir la carga a los cimientos.
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
Cota rasante	Altura por donde circulan los vehículos en la capa de rodadura, referida a un nivel determinado.

Coordenadas	Parámetros angulares que determinan la posición de un punto sobre la superficie geométrica de la tierra.
Deslizamiento	Fuerza que tiende a deslizar horizontalmente el muro.
Diafragmas	Unidades usadas para evitar la deformación de vigas de la super-estructura.
Distancia horizontal	Espacio entre dos puntos medidos en paralelo hacia el horizonte.
Ensayo granulométrico	Ensayo para determinar la descripción y cuantificación de un suelo.
Ensayo triaxial	Ensayo para determinar el valor soporte de un suelo.
Estribo	Estructura, cuyo propósito es soportar un puente.
Fricción	Es el resultado al contacto entre la superficie de dos cuerpos que se deslizan entre sí.
Impacto	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
Límite	Línea o punto que señala la separación entre dos cosas.
Límites de Attemberg	Ensayo para determinar la plasticidad de un suelo.

Losa	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Losa en voladizo	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite a un solo apoyo.
Manto freático	Acumulación de agua subterránea.
Muro de contención	Muro utilizado para contener un talud.
Muro de gaviones	Canastas de alambre galvanizado rellenas de piedra, cerradas por todos lados y reforzada con el mismo alambre de resistencia definida y sólida.
Pasamanos	Unidades a lo largo del puente, para la seguridad de los peatones y vehículos que ocasionalmente choquen contra ellos.
Pendiente	Diferencia de niveles entre dos puntos sobre la longitud total de éstos.
Pie	Elemento estructural de la zapata donde se concentran las cargas que se transmiten al suelo.
Planos	Dibujos que representan un diseño y que son plasmados en papel.
Presión	Fuerza o carga por unidad de área.

Presupuesto	Cálculo anticipado del costo del proyecto.
Puente	Estructura que permite pasar el tráfico de un punto a otro, a través de cualquier interrupción.
Riesgo	Es el resultado de una evaluación, generalmente probabilística, que las consecuencias o efectos de una determinada amenaza exceda valores prefijados.
Sismo	Carga que es inducida por un sismo, y que provoca esfuerzos en la subestructura.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Sub-estructura	Es un conjunto de elementos, que fueron diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir cargas al suelo.
Suelo	Conjunto de partículas, que es producto de la desintegración de las rocas.
Super-estructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas del tráfico y transmitir las a la sub-estructura
Talón	Elemento estructural de la zapata que sirve para estabilizar el estribo por volteo.

Tirante	Altura de agua, sobre una sección determinada.
Valor soporte	Es la capacidad de carga de un suelo, dada en unidades de fuerza por unidad de área.
Vigas	Son los elementos estructurales más importantes de la super-estructura, que transmiten la carga a los apoyos.
Volteo	Es el momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear el estribo respecto del borde exterior.
Vulnerabilidad	Es el grado de daño susceptible que experimentan las personas, edificaciones o sistemas, cuando están expuestas a la ocurrencia de un fenómeno natural.
Zapata	Es el elemento estructural del estribo que distribuye las cargas provenientes de la super-estructura, al suelo.

RESUMEN

Debido al acceso limitado que ha tenido durante años el municipio de Salamá y San Miguel Chicaj, la Municipalidad de Salamá del departamento de Baja Verapaz, ha proyectado la construcción de un puente de concreto reforzado, que ayude al desarrollo integral de dichos municipios.

Para el diseño del puente, se realizaron estudios correspondientes, para así determinar los factores del mismo. De estos estudios, se concluyó que deberá tener una luz de 50 metros, que se dividirá en dos luces de 25 metros utilizando una pila intermedia, un ancho de rodadura de 6.50 metros para dos vías, una carga viva de diseño AASTHO H15-44, una carga de impacto no mayor del 30%, estribos de muro en voladizo con zapata, para un valor soporte de 32.9 Ton/m²

Al ejecutar este proyecto, los municipios serán beneficiados con la comercialización de los diversos productos agrícolas y artesanales; logrando su desarrollo económico, cultural y social.

OBJETIVOS

General:

Diseñar el puente que comunicará al municipio de San Miguel Chicaj con el municipio de Salamá, departamento de Baja Verapaz, para lograr el desarrollo y crecimiento económico.

Específicos:

1. Realizar el diseño de un puente vehicular de concreto reforzado de dos vías, para una carga viva AASHTO H15-44, para el tránsito vehicular y la población actual, futura de los municipios de San Miguel Chicaj y Salamá.
2. Capacitar al comité de vecinos de las aldeas beneficiadas, para el buen uso y mantenimiento del puente vehicular, para prolongar el tiempo de vida útil del proyecto.
3. Realizar una investigación monográfica y diagnóstica sobre las necesidades del lugar.

INTRODUCCIÓN

El hombre ha utilizado las vías de comunicación como uno de los principales mecanismos para fortalecer el desarrollo económico, cultural y social de sus comunidades.

Los puentes pueden ser de estructura de madera, piedra, ladrillo, concreto simple, concreto armado o fierro estructural, y ser utilizados para que la vía de comunicación pueda salvar un río, una depresión de terreno u otra vía de comunicación.

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en coordinación con la Municipalidad de Salamá, Baja Verapaz.

Se realizó una investigación acerca de las necesidades y prioridades de las comunidades cercanas al proyecto, así como del agua potable, luz eléctrica, drenajes, teléfono, las cuales se ven afectadas debido al acceso limitado de vehículos de transporte.

1 MONOGRAFÍA DEL LUGAR

Se describen todos aquellos elementos característicos del lugar como: historia, ubicación geográfica, hidrografía, religión, etc.

1.1 Antecedentes del municipio

Salamá se deriva de los vocablos: Salami que significa tabla y Ja que significa agua. Por lo que su nombre quiere decir "Tablas sobre el agua". El municipio de Salamá tiene categoría de ciudad y su fecha de fundación data del año: 1562,

Sus lenguas predominantes son en general, el castellano, con grupos de campesinos indígenas que hablan Quiché Achí; su base económica es el cultivo de maíz, frijol, semillas, flores, tomate, pepino y chile pimiento, así como algunas artesanías.

La Municipalidad de Salamá se creó y organizó debido a las demandas sociales existentes en la población, donde un grupo de personas distinguidas del municipio planificaron actividades dirigidas al desarrollo de los habitantes de la localidad.

Salamá es la cabecera del departamento de Baja Verapaz, se encuentra ubicada en la parte Este del departamento, en la Región II o Región Norte. Se localiza en la latitud 15° 06' 05" y en la longitud 90° 19' 07", a una altura de 940.48 metros sobre el nivel del mar.

1.2 Ubicación y localización

En el municipio de Salamá, del departamento de Baja Verapaz, se encuentra ubicada la aldea El Tempisque, por donde pasa el río Salamá, en donde es necesario construir un puente. Las condiciones del entorno del río como la topografía, condición del subsuelo, hidrología y derechos de paso, determinan la ubicación, el tipo y la longitud del puente que se desea construir.

La aldea El Tempisque está ubicada a 8 kms al noroeste de la cabecera departamental. Las vías de comunicación hacia la aldea son: por la ruta nacional 5 que conduce a San Miguel Chicaj, tomando el cruce por la aldea San Francisco (terracería 4 Kms), camino hacia la ruta nacional 17, atravesando el barrio San José de Salamá Baja Verapaz. (2 kms adoquín – terracería).

1.3 Extensión territorial

El área del municipio de Salamá cuenta con una extensión territorial de 776 kilómetros cuadrados, con una densidad de 73 habitantes por kilómetro cuadrado.

1.4 Límites y colindancias

El municipio de Salamá limita al norte con el municipio de Purulhá; al sur con los municipios de Chuarrancho (Guatemala) y Sanarate (El Progreso); al este con los municipios de San Jerónimo (Baja Verapaz), Panzós (Alta Verapaz) y Morazán (El Progreso); y al oeste con los municipios de El Chol y San Miguel Chicaj.

1.5 Vías de acceso

- Salamá es accesible desde la ciudad capital, a través de la ruta CA-14, que se encuentra pavimentada y en buenas condiciones, con una longitud de 150 kms.
- Ruta No. 5, vía San Juan Sacatepéquez (terracería), atravesando los municipios de Granados, El Chol, Rabinal y San Miguel Chicaj comunicando a la vía CA-14.
- Carretera Salamá-Guatemala, vía La Canoa, con una distancia aproximada de 82 kms. (terracería).

1.6 Clima

Por su ubicación respecto del municipio, el clima es templado; ya que en Salamá el clima es muy variado: Al Norte es frío, al Sur es cálido y en el centro es templado.

Según registros meteorológicos, la precipitación anual promedio es de 750 mm. y el promedio de días de lluvia es de 72, la temperatura media es de 20.9° C; la máxima de 38.9° C y la mínima de 0.2° C. La humedad relativa media es del 70.9 % y la máxima del 100.00 %. Los vientos predominantes son del Este y su velocidad media de 5.0 Km/hora con máximos hasta de 29.5 Km/hora. El número de horas de sol al año es de 2,333.3 promedio.

1.7 Población e idioma

Se estima que el 56.7% de la población corresponde al grupo indígena y el restante 43.3% al no indígena (Fuentes INE y datos de la municipalidad de Salamá) En los municipios se habla los idiomas Achí, Pocomchí y Español, predominando entre ellos el idioma indígena Achí.

Centros Poblados: una Ciudad con nueve barrios, 71 caseríos, 55 aldeas. Existe además en el municipio bastantes parajes, fincas y haciendas.

1.8 Servicios Públicos

Medios de comunicación: servicio de televisión por cable en el área urbana, teléfonos comunitarios, públicos y particulares, acceso a la prensa escrita, cuatro estaciones de radio locales, servicio de correo nacional e internacional, publicaciones municipales y otros.

Medios de transporte: transporte público: buses extraurbanos que conducen directamente a la ciudad capital, a la cabecera departamental de Alta Verapaz, municipios cercanos, comunidades vecinas y servicio particular de taxis.

Salud: el municipio cuenta con el octavo Centro de Salud Departamental; el 60 % de la población cuenta con la prestación de servicios de salud Institucional, el otro 40 % restante no tiene acceso a ningún servicio de salud.

Drenajes: el 60% de la población urbana cuenta con drenaje combinado; mientras que en el área rural sólo el 5% cuenta con el servicio.

Electricidad: el 80% de la población urbana cuenta con este servicio, mientras que en el área rural sólo el 60%.

Agua potable: el 70% de la población urbana cuenta con este servicio, mientras que en el área rural sólo el 55%.

Turismo: Parque Ecológico Salto de Chilascó; estructuras coloniales como las Iglesias de San Mateo y El Calvario; Cerro de La Cruz, Sierra Las Minas, Río de Agua Caliente, etc.

1.9 Economía

Producción agrícola y ganadera: Salamá se caracteriza por su potencial forestal, ganadero y agrícola; los productos básicos, además de satisfacer necesidades internas, son comercializados en diferentes lugares del país y exportados.

Los principales productos son:

- Agrícolas: maíz, frijol, caña de azúcar, cítricos, tomate, pepino, chile pimiento, papaya, soya, brócoli y café
- Plantas ornamentales y follajes
- Madera de diferentes clases: cedro, nogal, caoba y pino
- Ganado vacuno

Artesanías: el municipio es conocido por la habilidad de sus pobladores para elaborar variedad de artesanías. Entre las que sobresalen: tejidos de algodón, cerámica de barro tradicional, jarcia, productos de palmas, objetos de hojalata, tejas y ladrillos de barro, petates de tul, cohetería y canastos.

1.10 Suelo y topografía

El mayor porcentaje del suelo es quebrado con desniveles hasta de un 50%, debido a que los municipios son atravesados por grandes montañas.

1.11 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura

Infraestructura en la comunidad

La aldea cuenta con escuela primaria, energía eléctrica y agua potable.

El acceso existente se encuentra en buen estado, atravesando el río Salamá, en el cual es necesario construir el puente en mención. Con la construcción del mismo, se garantizará la comunicación entre los lugares ya citados.

Descripción de las necesidades

Entre las necesidades prioritarias se encuentra la disposición de desechos sólidos, ya que actualmente son desechados al río. Debe hacerse conciencia a la población sobre la protección de los recursos naturales de nuestro país.

Se concluye que el área rural dentro del municipio es la más necesitada, en lo a que infraestructura se refiere.

Problemática actual del municipio

Medio Ambiente: deforestación, contaminación de fuentes de agua, Incendios forestales, derrumbes, etc.

Educación: analfabetismo: 51.3% de la población mayor de 15 años; deserción escolar: debido a que las familias principalmente del área rural, se dedican a tareas agrícolas dentro y fuera del municipio.

Salud: según información proporcionada por la Jefatura del Área de Salud del departamento de Baja Verapaz, las principales causas de enfermedad en la población de Salamá son: diarreas, neumonías y bronconeumonías, infecciones

respiratorias agudas, hepatitis viral, intoxicación por plaguicidas y tuberculosis pulmonar.

El reporte de tasa de mortalidad general en el municipio durante el año 2,000 es de 6.15 (por mil habitantes) la tasa de mortalidad infantil en niños menores de 3 años es de 53.7; la tasa de mortalidad materna es de 0.48; la tasa de fecundidad en general es de 98.3, y la tasa de natalidad es de 41.6.

Ordenamiento territorial, urbanismo y transporte: falta de orden vial dentro del casco urbano.

Turismo: en el Parque Ecológico del Salto de Chilascó no se cuenta con equipamiento ni señalización. (Actualmente se esta implementando).

Servicios con los que no cuenta el municipio:

- Oficina/Fuerza de Policía de Tránsito
- Tratamiento de aguas negras: las aguas residuales provenientes de alcantarillados se vierten a los ríos más importantes del municipio, sin contar con el control de acuerdo con el código de Salud.
- Tratamiento de desechos sólidos: el sistema de recolección de basura depende en su mayor parte de la Municipalidad de Salamá, atendiendo al 80% de la población; la disposición final de la basura se realiza en ciclo abierto, con quemas ocasionales en el basurero municipal, ubicado al noroeste de la ciudad a 1 km. desde el centro de la ciudad.
- Área rural: hay bastantes aldeas que no cuentan con servicio de agua, luz, o letrinas.

1.12 Justificación social

Los habitantes beneficiados son de origen indígena. Sus lenguas predominantes en general son, Castellano, Quiche y Achí; todas estas personas que habitan en las aldeas cercanas, en la cabecera municipal de Salamá, San Gabriel y San Miguel Chicaj serán beneficiadas, debido a que los productos que comercializan son: el maíz, frijol, semillas, flores, tomate, pepino y chile pimiento y artesanías, podrán tener una comercialización más directa, ya que ahora transitarán por una nueva vía más directa y cercana hacia estos lugares.

La falta de vías de comunicación afecta al desarrollo social y cultural de la población, lo cual provoca la muerte pasiva de los enfermos por la demora para trasladarlos al hospital o centros de salud y el nivel de pobreza en el que viven.

2 SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto reforzado de dos vías, para soportar una carga viva AASHTO H15-44, con una luz libre entre apoyos de 50 metros, compuesta en dos tramos de 25 metros cada uno, con viga y losa simplemente apoyada, vigas de apoyo, barandales de protección, pila intermedia y a los extremos, estribos en voladizo de concreto reforzado, con un ancho de rodadura de 6.50 metros,

En la actualidad se encuentra un puente peatonal (puente de hamaca), el cual no logra satisfacer las necesidades de la comunidad, ya que sobrepasó su vida útil y se encuentra en mal estado por falta de mantenimiento.

El diseño de los elementos estructurales se basa en las normas AASHTO y ACI para elementos de concreto, utilizando la teoría de esfuerzo último.

El puente vehicular de concreto armado tendrá tres fases de construcción que son:

1. Sub-estructura
2. Super-estructura
3. Aproxes y obras de protección.

2.2 Estudios de hidrología e hidráulica

2.2.1 Objetivos de un estudio hidrológico

Los objetivos del estudio son, establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias, los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río, que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- a) Ubicación óptima del cruce
- b) Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce
- c) Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce
- d) Área de flujo a ser confinada por el puente
- e) Nivel máximo de agua (NMA) en la ubicación del puente
- f) Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente
- g) Profundidades de socavación general por contracción y local
- h) Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según su tipo
- i) Obras de protección necesarias
- j) Previsiones para la construcción del puente

2.2.2 Recolección de datos para un estudio hidrológico

El programa de estudios debe considerar la recolección de información, trabajos de campo y trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado

con base en la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y el nivel de riesgo considerado.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos comprenderán lo siguiente:

- a) Evaluación de estudios similares realizados en la zona de ubicación del puente; en el caso de reemplazo de un puente colapsado es conveniente obtener los parámetros de diseño anteriores.
- b) Visita de campo: reconocimiento del lugar tanto en la zona de cruce como de la cuenca global.
- c) Recolección y análisis de información hidrométrica y meteorológica existente; esta información puede ser proporcionada por entidades locales o nacionales o entidades encargadas de la administración de los recursos hídricos del lugar.
- d) Caracterización hidrológica de la cuenca, considerada hasta el cruce del curso de agua; con base en la determinación de las características de respuesta lluvia – escorrentía, considerando aportes adicionales en la cuenca, se analizará la aplicabilidad de los distintos métodos de estimación del caudal máximo.
- e) Selección de los métodos de estimación del caudal máximo de diseño; para el cálculo del caudal máximo a partir de los datos de lluvia se tienen: el método racional, métodos con base en hidrógramas unitarios sintéticos, métodos empíricos, etc., cuya aplicabilidad depende de las características de la cuenca; en caso de contarse con registros hidrométricos de calidad comprobada, puede efectuarse un análisis de frecuencia que permitirá

obtener directamente valores de caudal máximo para distintas probabilidades de ocurrencia (periodos de retorno).

- f) Estimación de los caudales máximos para diferentes períodos de retorno y según distintos métodos; en todos los casos se recomienda llevar a cabo una prueba de ajuste de los distintos métodos de análisis de frecuencia, para seleccionar el mejor. Adicionalmente, puede corroborarse los resultados a través de factores obtenidos a partir de un análisis regional o, de ser posible, evaluando las huellas de nivel de la superficie de agua dejadas por avenidas extraordinarias recientes.
- g) Evaluación de las estimaciones de caudal máximo; elección del resultado que, a criterio ingenieril, se estima confiable y lógico.
- h) Determinación del periodo de retorno y la descarga máxima de diseño; el período de retorno dependerá de la importancia de la estructura y consecuencias de su falla, debiéndose garantizar un estándar hidráulico mayor para el diseño de la cimentación del puente, que usualmente es requerido para el dimensionamiento del área de flujo a ser confinada por el puente.
- i) Caracterización morfológica del cauce: es especialmente importante la determinación de la estabilidad, estática o dinámica, o inestabilidad del cauce y a la vez, el aporte de escombros desde la cuenca, los cuales permitirán pre-establecer las condiciones a las que estará expuesta la estructura.
- j) Determinación de las características físicas del cauce, incluyendo las llanuras de inundación; éstas incluyen la pendiente del cauce en el tramo de

estudio, diámetro medio del material del lecho tomado a partir de varias muestras del cauce, coeficientes de rugosidad considerando la presencia o no de vegetación, materiales cohesivos, etc.

- k) Selección de secciones transversales representativas del cauce y obtención del perfil longitudinal; la longitud del tramo a ser analizado dependerá de las condiciones de flujo previstas, por ejemplo, alteraciones aguas arriba o aguas abajo que debieran considerarse.
- l) Determinación del perfil de flujo ante el paso del caudal de diseño a lo largo del cauce.
- m) Determinación de las características hidráulicas del flujo: comprendiendo la velocidad media, ancho superficial, área de flujo, pendiente de la línea de energía, nivel de la superficie de agua, etc., cuyos valores son necesarios para la determinación de la profundidad de socavación.
- n) Determinación de las profundidades de socavación general por contracción, local y total.
- ñ) Evaluación de las estimaciones de socavación total.
- o) Recomendaciones de protección y/o consideraciones de diseño adicionales.

2.2.3 Consideraciones para el diseño

Los puentes ubicados en el cruce con un curso de agua, deben ser diseñados de modo que los obstáculos y alteraciones que éstos representen ante este curso de agua, sean previstos y puedan ser admitidos en el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil o se tomen medidas preventivas. Para esto

debe establecerse las características hidrogeodinámicas del sistema fluvial con el objeto de determinar la estabilidad de la obra respecto al comportamiento del cauce. Es importante considerar la posible movilidad del cauce, el aporte de escombros desde la cuenca y los fenómenos de socavación, así como la posibilidad de ocurrencia de derrumbes, deslizamientos e inundaciones.

Dado que, generalmente el daño ocasional producido a la vía y accesos aledaños al puente ante una avenida extraordinaria, puede ser rápidamente reparado para restaurar el servicio de tráfico y, por otro lado, un puente que colapsa o sufre daños estructurales mayores ante la erosión puede amenazar la seguridad de los transeúntes así como, crear impactos sociales y pérdidas económicas significativas por un largo periodo de tiempo, debe considerarse mayor riesgo en la determinación del área de flujo a ser confinada por el puente, que en la estimación de las profundidades de socavación.

El estudio debe indicar los períodos de sequía, de avenidas, y de transición, para recomendar las previsiones a tomarse en cuenta antes, durante y después de la construcción de las estructuras ubicadas en el cauce.

2.2.4 Interrelación con los estudios geológicos y geotécnicos

En el caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores, son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta los aspectos de ingeniería estructural, geotécnica e hidráulica en forma conjunta. El nivel de ubicación de la cimentación depende del tipo de cimentación; esto es, si es superficial o profunda, va apoyada sobre roca o suelo, etc., y deberá estar por debajo de las profundidades de socavación estimadas.

2.2.5 Información de apoyo

Para el óptimo logro de los objetivos, el estudio de hidrología e hidráulica debe apoyarse en la siguiente información adicional:

- a) Perfil estratigráfico del suelo
- b) Tamaño, gradación del material del lecho
- c) Secciones transversales del cauce
- d) Vista en planta del curso de agua
- e) Características de la cuenca
- f) Datos de erosión en otros puentes
- g) Historial de avenidas
- h) Ubicación del puente respecto a otras estructuras
- i) Carácter del curso de agua (perenne, intermitente, etc.)
- j) Geomorfología del lugar (con llanuras de inundación; cruza deltas o abanicos aluviales, meándrico, recto, trenzado, etc.)
- k) Historial erosivo del curso de agua
- l) Historial de desarrollo del curso de agua y de la cuenca. Adquirir mapas, fotografías aéreas; entrevistar residentes locales; revisar proyectos de recursos hídricos planificados a futuro
- m) Evaluación cualitativa del lugar con un estimado del potencial de movimiento del curso de agua y su efecto sobre el puente

2.2.6 Documentación requerida

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá como mínimo, lo siguiente:

- a) Características del río en la zona del proyecto
- b) Régimen de caudales
- c) Características hidráulicas

- d) Caudal de diseño y periodo de retorno
- e) Definición de la luz del puente y de los niveles del fondo de la superestructura
- f) Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación
- g) Características de las obras de defensa y de encauzamiento
- h) Conclusiones y recomendaciones

2.2.7 Intensidad de lluvias

En la determinación de lluvias para el período de retorno establecido, se utiliza el siguiente procedimiento: se analiza la distribución de frecuencias de lluvias máximas de 24 horas, del mapa de isoyetas de precipitación máxima de periodo de retorno de 50 años.

2.8 Análisis hidrológico

Método sección–pendiente:

Este método es empírico del cual no es necesario realizar una investigación profunda en cuanto a intensidad de lluvia y características de la cuenca se refiere; es un método que se basa en informaciones de orden general que se tienen de visitas al lugar o entrevistas a los pobladores cercanos a la ubicación del punto en estudio; se necesita determinar la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado.

Para determinar la pendiente y la cota de crecida máxima del terreno se utilizaron los datos obtenidos en el estudio topográfico; teniendo los perfiles transversal y longitudinal de la crecida, se obtuvieron los siguientes datos:

$$h_{\text{aguas arriba}} = 95.00 \text{ m}$$

$$h_{\text{aguas abajo}} = 93.00 \text{ m}$$

$$Dh = 100.00 \text{ m}$$

$$S = \frac{95.00 - 93.00}{100.00} = 0.02$$

Datos:

$$\text{Área Hidr.} = 67.2814 \text{ m}^2$$

$$\text{Per. Mojado} = 62.2259 \text{ m}$$

$$\text{Radio Hidr.} = 1.08 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente} = 2\%$$

Resultados:

$$V = 1.49 \text{ m/seg}$$
$$Q = 100.25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Método racional:

El método racional se expone a continuación:

$$Q = \frac{C * I * A}{360}$$

Donde C es el coeficiente de escorrentía

C = 0.1 para terrenos montañosos

C = 0.2 zonas descubiertas planas

C = 0.5 zonas residenciales

Q = caudal (m³/s)

I = intensidad de lluvia (mm/hr.)

A = área de la cuenca (Ha)

Área tributaria: el cálculo del área tributaria se realizó con planímetro. La cuenca se delimitó en una hoja del Instituto Geográfico Nacional (I.G.N.), escala 1:50,000. El área de cuenca es de: $AT = 48 \text{ km}^2 = 4,800 \text{ Ha}$.

Intensidad de lluvia: Con el diseño hidráulico se busca determinar si el área hidráulica de la sección del río es segura para la evacuación de la escorrentía originada por eventos de lluvias intensas asociadas a una duración y a una frecuencia de ocurrencia. Normalmente para este tipo de aplicaciones se hace uso de las curva de Duración-Intensidad-Frecuencia (DIF).

Para obtener las curvas DIF, se utiliza el siguiente modelo matemático.

$$i_t = \frac{A}{(B + T_c)^n}$$

Donde:

i_t = intensidad de lluvia (mm/hr)

t_c = tiempo de concentración (minutos)

A,B,n son parámetros de ajuste, determinados por una estación meteorológica.

Los parámetros de ajuste que son utilizados en este estudio son los proporcionados por la estación meteorológica de San Jerónimo Baja Verapaz, la cual es una estación representativa para el Departamento Baja Verapaz, con 8 años de registro y 40 tormentas registradas hasta el año 2001. Los parámetros de ajuste para un período de retorno de 50 años son:

$$A = 1,250$$

$$B = 7$$

$$n = 0.733$$

$$R^2 = 0.99$$

Hallando el tiempo de concentración T_c .

$$T_c = \frac{3 * L^{1.15}}{154 * H^{0.38}}$$

Donde L es la longitud del cauce desde la cabecera de la cuenca tributaria y H es el desnivel del cauce.

$$T_c = \frac{3 \cdot (10,000)^{1.15}}{154 \cdot (630)^{0.38}}$$

$$T_c = 22.32 \text{ min}$$

La intensidad de lluvia es entonces:

$$i_{tr} = \frac{1,250}{(7 + 22.32)^{0.733}}$$

$$\text{Intensidad de lluvia} = 105.07 \text{ mm/hr}$$

Entonces, calculando el caudal máximo por el método racional, para una zona montañosa.

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{360}$$

$$Q = \frac{0.1 \cdot (105.07) \cdot (4,800)}{360} = 140.09 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

Hallando la velocidad del río durante la crecida máxima extraordinaria por medio de la fórmula del ingeniero Roberto Manning. Se tiene.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = \frac{1}{0.1} * (1.08)^{\frac{2}{3}} * (0.063)^{\frac{1}{2}} = 2.64 \text{ m/s}$$

Revisando la capacidad hidráulica para el área determinada para la construcción del puente se tiene:

$$Q = V * A_m$$

$$A_m = Q/V$$

$$A_m = \frac{140.09 \text{ m}^3/\text{s}}{2.64 \text{ m/s}} = 53.06 \text{ m}^2$$

El área necesaria para cubrir la crecida máxima es de 53.06 m² y el área calculada con el estudio topográfico en campo es de 67.2814 m² entonces se concluye que, el área actual del lugar de construcción para el puente es aceptable para soportar el caudal máximo.

La velocidad de diseño para la pila central será la mayor de las dos calculadas anteriormente.

$$V_{\text{sección-pendiente}} = 1.48 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{método Racional}} = 2.64 \text{ m/s}$$

De las cuales la mayor es la calculada por el método racional $V = 2.64 \text{ m/s}$ pero para efectos de diseño se tomará una velocidad de $V = 3.00 \text{ m/segundo}$.

2.3 Estudio de suelos

2.3.1 Objetivos de un estudio de suelos

Establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

2.3.2 Sondeo para las cimentaciones

La cantidad y profundidad de sondeos deberá tomar en cuenta la magnitud y complejidad del proyecto. En el caso de puentes de hasta 100 metros, se preverá como mínimo un sondeo de exploración por cada componente, sea éste estribo, zapata, pilar, bloque de anclaje, grupo de pilotes, etc. Dependiendo de las características del proyecto y del tipo de terreno, este mínimo podrá reducirse a un solo sondeo complementado por ensayos de refracción sísmica. En caso de puentes de gran longitud, deberá tomarse en cuenta la variabilidad de las condiciones del terreno a lo largo del eje del puente.

La profundidad de las exploraciones y sondeos estará definida considerando un predimensionamiento de la cimentación y las condiciones locales del subsuelo. Si las condiciones locales del subsuelo lo requieren, se necesitará extender la profundidad de los sondeos por debajo del nivel de cimentación de 2 a 3 veces el ancho previsto de las zapatas o 2 metros bajo el nivel inferior de las cimentaciones profundas. En el caso de macizos rocosos, se requerirá extender la profundidad de los sondeos de 1 a 3 metros por debajo del nivel estimado de cimentación.

2.3.3 Ensayos de campo

Los ensayos de campo serán realizados para obtener los parámetros de resistencia y deformación de los suelos o rocas de fundación así como, el perfil estratigráfico con sondeos que serán realizadas en función de la longitud del puente, número de estribos, pilares y longitud de accesos. Los métodos de ensayo realizados en campo, deben estar claramente referidos a prácticas establecidas y normas técnicas específicas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

a) Ensayos en suelos:

- Ensayo de penetración estándar
- Ensayo de cono estático
- Ensayo de veleta de campo
- Ensayo de presurometría
- Ensayo de placa estático
- Ensayo de permeabilidad
- Ensayo de refracción sísmica

b) Ensayos en rocas:

- Ensayo de compresión uniaxial en roca débil
- Determinación de la resistencia al corte directo, en discontinuidades de roca
- Ensayo de carga en placa flexible
- Ensayo de carga en placa rígida
- Ensayo con el método de fracturamiento hidráulico

2.3.4 Ensayos de laboratorio

Los métodos usados en los ensayos de laboratorio deben estar claramente referidos a normas técnicas especializadas relacionadas con los ensayos respectivos. Pueden considerarse los ensayos que se listan a continuación:

a) Ensayos en suelos:

- Contenido de humedad
- Gravedad específica
- Distribución granulométrica
- Determinación del límite líquido y límite plástico
- Ensayo de corte directo
- Ensayo de compresión no-confinada
- Ensayo triaxial no consolidado - no drenado
- Ensayo triaxial consolidado - no drenado
- Ensayo de consolidación
- Ensayo de permeabilidad
- Ensayo Proctor Modificado y CBR

b) Ensayos en rocas:

- Determinación del módulo elástico
- Ensayo de compresión triaxial
- Ensayo de compresión no confinada
- Ensayo de resistencia a la rotura

2.3.5 Interrelación con los estudios hidrológicos

En caso de puentes sobre cursos de agua, la información sobre la geomorfología y las condiciones del subsuelo del cauce y alrededores son complementarias con aquella obtenida de los estudios hidrológicos. El diseño de los elementos de la subestructura se realizará tomando en cuenta además la

influencia de la socavación y la subpresión en el diseño. El nivel de cimentación deberá estar por debajo de la profundidad de socavación estimada.

2.3.6 Documentación requerida

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo, lo siguiente:

- a) Exploración geotécnica e indicación de sondeos y ensayos de campo y laboratorio realizados. Se indicarán las normas de referencia usadas para la ejecución de los ensayos. Los resultados de los sondeos deben ser presentados con descripciones precisas de los estratos de suelo y/o base rocosa, clasificación y propiedades físicas de los suelos y/o roca, indicación del nivel freático y resultados de los ensayos de campo.
- b) Descripción precisa de los estratos de suelos, clasificación y propiedades físicas de los suelos.
- c) Indicación del nivel freático
- d) De los resultados de ensayos de campo y laboratorio, como mínimo se deben establecer los siguientes parámetros, de acuerdo con el tipo de suelo: peso volumétrico, resistencia al corte, compresibilidad, potencial de expansión o de colapso, potencial de licuación. En caso de rocas, se deberán establecer: dureza, compacidad, resistencia al intemperismo, índice de calidad y resistencia a la compresión.
- e) Tipos y profundidades de cimentación recomendadas.
- f) Normas de referencia usadas en los ensayos.

- g) Canteras para materiales de construcción y características de los materiales de las canteras.
- h) Zonas de deslizamientos, derrumbes y aluviones pasados.
- i) Conclusiones y recomendaciones.

2.4 Estudios topográficos

2.4.1 Objetivos de un estudio topográfico

Los estudios topográficos tendrán como objetivos:

- a) Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos
- b) Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como de ecología y sus efectos en el medio ambiente.
- c) Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- d) Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

2.4.2 Alcances de estudios topográficos

- c) Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1 m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en dirección

longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y en dirección transversal (la del río u otro obstáculo a ser transpuesto).

- d) Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m y con secciones verticales tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente así como, autopistas, caminos, vías férreas y otras posibles referencias. También se deberá indicar con claridad la vegetación existente.
- e) En el caso de puentes sobre cursos de agua deberá hacerse un levantamiento detallado del fondo. Será necesario indicar en planos la dirección del curso de agua y los límites aproximados de la zona inundable en las condiciones de aguas máximas y mínimas, así como los observados en eventos de carácter excepcional. Cuando las circunstancias lo ameriten, deberán indicarse las curvas pronunciadas del río.
- f) Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos; ubicación o colocación de Banco de Marca.
- g) Levantamiento catastral de las zonas aledañas al puente, cuando existan edificaciones u otras obras que interfieran con el puente o sus accesos o que requieran ser expropiadas.

2.4.3 Instrumentación para trabajos topográficos

La instrumentación y el grado de precisión empleados para los trabajos de campo y el procesamiento de los datos deberán ser consistentes con la

dimensión del puente y sus accesos y con la magnitud del área estudiada. En cualquier caso, los instrumentos y los procedimientos empleados deberán corresponder a la mejor práctica de la ingeniería.

2.4.4 Documentación requerida

La topografía de la zona donde se ubicará el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías, registros digitales e informes. Los informes deberán detallar las referencias preliminares consultadas, la descripción y las características técnicas del equipo utilizado para la toma de datos, la metodología seguida para el procesamiento de los datos de campo y la obtención de los resultados.

Si se dispusiera de estudios topográficos previos, de zonas adyacentes o que involucren el área del proyecto, éstos deberán ser revisados con el fin de verificar la compatibilidad de la información obtenida.

Los planos serán presentados en láminas de formatos A0 ó A1, excepto cuando las dimensiones de la estructura hagan indispensable el uso de un formato distinto.

Los registros digitales serán entregados en CDS en un formato compatible con los programas especializados utilizados por el Ministerio.

2.5 Clasificación de los puentes

Los puentes generalmente se clasifican de la siguiente forma: según su función, el material del cual están contruidos, la sección transversal del tablero, la

estructura longitudinal, su longitud, la posición del piso, el ángulo entre la superestructura y los estribos.

2.5.1 Según su longitud

Corto	(hasta 15 metros)
Moderado	(de 15 a 30 metros)
Largo	(de 30 a 300 metros)
Muy largo	(de 300 metros en adelante)

2.5.2 Según su función

- a) **Vehicular:** se diseñará para las cargas especificadas por la AASHTO, según el tipo de carretera donde se sitúe.
- b) **Tren:** se diseñará para un tren de carga con el peso especificado por el código correspondiente
- c) **Peatonal:** tomando la carga especificada para peatones por la AASHTO, y que funciona como una pasarela.

2.5.3 Según material utilizado

- a) Madera
- b) Mampostería de piedra o mampostería de ladrillo
- c) Concreto ciclópeo, simple, reforzado, preesforzado (pretensado o postensado)

- d) Acero
- e) Mixto (concreto y acero)
- f) Híbrido

2.5.4 Según sección transversal

- a) Losa
- b) Viga y losa
- c) Cajón

2.5.5 Según estructura longitudinal

- a) Luz simple
- b) Luz compuesta
- c) Luz continua
- d) Marco sencillo
- e) Voladizos compensados
- f) Marco múltiple
- g) Arco
- h) Armadura
- i) Puente colgante

2.6 Partes fundamentales de puentes

En todo puente se distinguen tres partes fundamentales: la superestructura, la subestructura y la infraestructura. La super-estructura es la parte de la estructura destinada a transmitir las cargas (muertas y vivas) a los apoyos. La subestructura es la que transmite las cargas de los apoyos a la Infra-estructura, y esta última es la que lleva las cargas al suelo de cimentación.

De igual forma, la superestructura se divide en isostática, como el caso de traves libremente apoyadas, traves con voladizos y arcos de tres articulaciones, y en hiperestáticas, como el de las traves continuas, arcos empotrados, arcos de dos articulaciones, marcos rígidos, etcétera.

Aquí se estudiará nada más el caso de superestructura isostática, y en particular, el de las traves libremente apoyadas.

2.6.1 Super-estructura

La superestructura comprende todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte como: vigas, diafragmas, losas, barandas, banquetas.

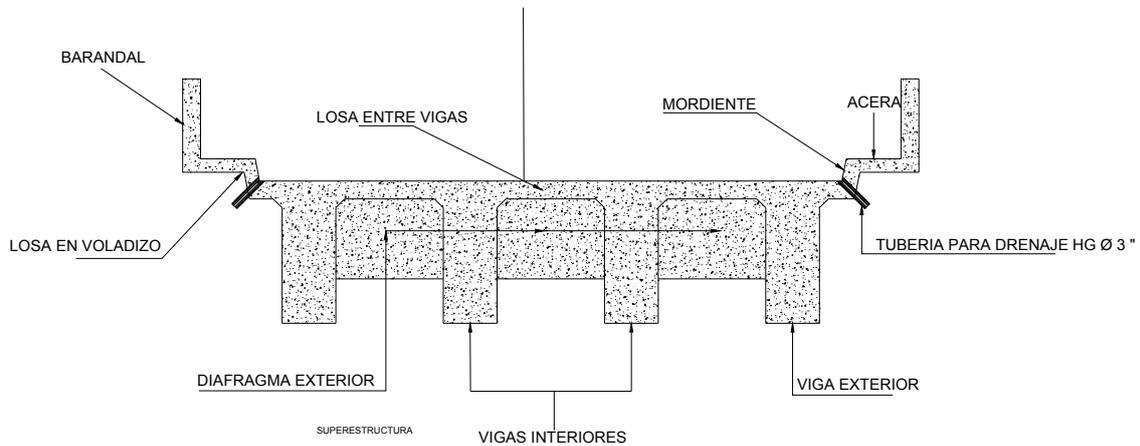
Sobre la superestructura se realiza la circulación de los vehículos y de los peatones. Usualmente se le llama tablero del puente.

Superficie de rodamiento, sobre ella circulan los vehículos. Puede ser de asfalto o de concreto.

Losa, cuya función principal es distribuir las cargas transversal y longitudinalmente en toda la longitud del puente.

Vigas. Las vigas son los miembros principales del puente y se diseñan para resistir el trabajo a flexión.

Figura 1. Elementos que forman la superestructura de un puente



Consideraciones en la superestructura:

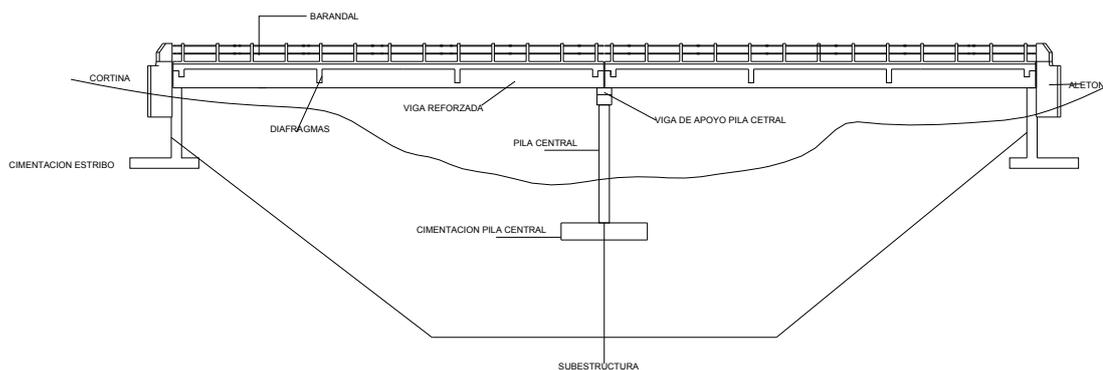
- a) La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan reflectado libremente.
- b) Se debe colocar una capa de 5 centímetros, de espesor de asfalto para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.
- c) Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosivo 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.

2.6.2 Sub-estructura

La sub-estructura está formada por todos los elementos que requiere la superestructura para sustentarse, como son apoyos, columnas, pilas, estribos y cabezales. Su función es la de transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a la cimentación.

Figura 2. Elementos que forman la sub-estructura de un puente



2.6.2.1 Componentes de la sub-estructura de un puente

a) Pilas

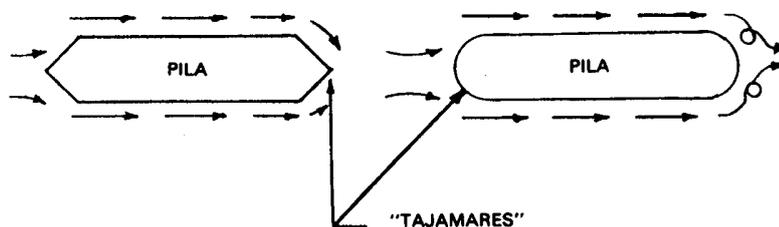
Se entiende por una pila de un puente aquella parte de la subestructura que recibe la acción de dos tramos de la superestructura y tiene como función el

transmitir las cargas al terreno y repartirlas en tal forma que no exceden al esfuerzo admisible del terreno.

Para poder lograr lo anterior de una manera económica, es necesario que las pilas tengan un costo (incluyendo su cimentación) aproximadamente igual al costo de un tramo de la superestructura en cuanto al sistema de piso se refiere.

Además; éstas deberán causar la menor perturbación posible al paso del agua, por lo que su forma generalmente empleada es rectangular con triángulos o segmentos de círculo en los extremos aguas arriba y aguas abajo, estos extremos frontales a la dirección de la corriente reciben el nombre de "tajamares", y tienen por objeto el hacer a la pila menos fluido-dinámica. La ventaja de hacer iguales los tajamares estriba en que la cimentación se hace simétrica con las cargas verticales de la pila.

Figura 3. Tajamares



Un aspecto muy importante que hay que tomar en cuenta en la cimentación de las pilas de puente, es el relacionado con la socavación debida a la acción erosiva del agua.

El método más adecuado para conocer en forma aproximada la profundidad de socavación es el llamado "método alemán" que consiste en lo siguiente:

En diferentes puntos del lecho del río se hacen excavaciones, el material extraído se pinta con una sustancia insoluble en el agua y así pintado se vuelve a colocar en el interior de la excavación en el mismo orden que antes se

encontraba y con la misma compactación, en esas condiciones se dejan sujetas a las avenidas del río.

Cuando ocurre una creciente máxima se iniciará la socavación y una vez que haya pasado dicha avenida se vuelven a repetir las excavaciones en los mismos puntos para obtener por observación directa la profundidad de socavación, que será aquella a la cual vuelven a aparecer las piedras pintadas y que no fueron removidas por la creciente.

i. Diferentes tipos de pilas:

- Pila sólida
- Pila de marco rígido
- Pila de columna con voladizo
- Pilotes
- Pila escalonada en secciones verticales
- Pila con columna y arriostramiento en la base

ii. Partes de la pila

- **Corona:** es la parte que recibe directamente la carga de la superestructura para transmitir al cuerpo.
- **Cuerpo:** su función principal es la de ligar y transmitir las cargas de la corona a la zapata.
- **Zapata:** transmite las cargas del terreno de manera que no sobrepasen el esfuerzo admisible de éste.

iii. Fuerzas actuantes sobre la pila

Las fuerzas que deberán ser soportadas por cualquier plano horizontal de una pila son las siguientes:

- **Fuerzas verticales**

- Carga muerta de la superestructura
- Carga móvil de la superestructura
- Peso propio de la pila arriba del plano considerado
- Carga por impacto = C por carga móvil ≤ 30% de carga móvil

- **Fuerzas laterales**

- Presión debida al viento sobre la superestructura
- Presión debida al viento sobre la pila se tomará una intensidad de 100 kg/m² sobre el área expuesta (considerando los niveles de aguas máximas y mínimas)
- Presión de hielo (si hay)
- Presión debida al agua

$$E = \frac{K * A * V^2 * \gamma_w}{g}$$

Donde:

E = empuje dinámico del agua aplicado a 1/3 de la altura de dicha agua

K = coeficiente de forma de pila

A = área expuesta proyectada en un plano normal a la dirección de la corriente

V = velocidad del agua en aguas máximas

γ_w = peso volumétrico del agua

g = aceleración de la gravedad

- **Fuerzas longitudinales**

Frenaje: se considera como un 5% de la carga móvil aplicada a una distancia de 1.83 m sobre la rasante del camino (AASHTO).

Presión de viento: se considera una intensidad de 100 kg/m² sobre el área expuesta (generalmente de desprecio).

iv. Estabilidad de la pila

Para que una pila sea estable deberá ser proyectada contra volcamiento, deslizamiento y aplastamiento. Se recomienda además que esté libre de tensiones en cualquier plano horizontal y en la base. La fuerza de deslizamiento unitario se encontrará dividiendo la fuerza horizontal resultante por encima de la sección sobre el área de la misma.

Los esfuerzos máximos y mínimos de compresión serán determinados por la fórmula:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_1 * C_1}{I_1} \pm \frac{M_2 * C_2}{I_2}$$

Donde:

σ = esfuerzo a la fibra considerada

P = carga vertical total

A = área de la sección considerada

M_1 y M_2 = momentos debidos a las excentricidades de las cargas con respecto a ambos ejes

C_1 y C_2 = distancia normal a los ejes de la orilla de la sección considerada

I_1 y I_2 = momentos de inercia de la sección con respecto a ambos ejes

b) Estribos

i. Formas y dimensiones

Los estribos de un puente son estructuras en los extremos de un puente usados con el propósito de transmitir cargas de la superestructura a la cimentación, y dar además un soporte lateral al terraplén.

El estribo sirve como pila y como muro de contención y en la mayoría de los casos consiste en una pared frontal y dos paredes en forma de ala.

Ordinariamente es independiente de la superestructura pero en algunos casos forma parte de un marco rígido y transmite además fuerzas y momentos de ella.

ii. Diferentes tipos de estribos

- Estribos de gravedad
- Estribos en voladizo
- Estribos con contrafuertes
- Caballete con pilotes
- Marco rígido

c) Consideraciones en la subestructura de un puente

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida, según 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 riberas 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 un adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura

2.7 Especificaciones de diseño

2.7.1 Cargas que soporta un puente

Los puentes deben ser diseñados para soportar las siguientes cargas:

- a) Cargas muertas
- b) Cargas vivas
- c) Efectos dinámicos o de impacto sobre la carga viva
- d) Fuerzas laterales
- e) Otras fuerzas, cuando existan, como: Fuerzas longitudinales, centrífugas y térmicas

2.7.2 Cargas muertas

Será sencillamente el peso propio de la estructura, el cual se puede suponer con base en experiencias previas, y según la magnitud de la estructura:

- a) Elementos estructurales
- b) Carpeta de rodadura
- c) Banquetas
- d) Barandales
- e) Topes
- f) Tuberías

2.7.3 Cargas vivas

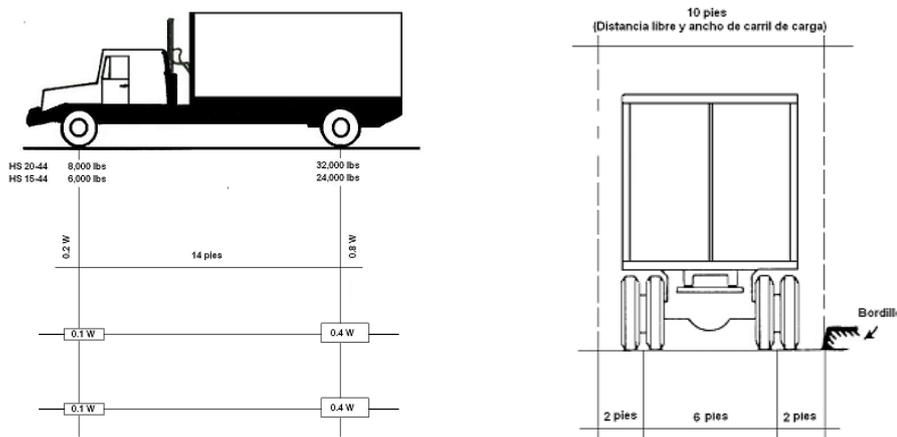
La carga viva es debida al paso de vehículos y de peatones.

a) Cargas de camión

Son cargas concentradas, originadas por lo camiones tipo; para su análisis deberá de buscarse la condición más crítica.

Las cargas vivas ocasionadas por los vehículos, serán conforme a la clasificación de éstos, la cual considera principalmente tres tipos de camiones: con dos ejes y con cargas totales de $w = 20$, 15 y 10 toneladas inglesas, que son representados por h-20, h-15 y h-10. Ese peso se reparte en un 80% en las ruedas traseras y un 20% en las delanteras.

Figura 4. Las cargas H representan un camión de dos ejes.



Otra clasificación corresponde a un camión con un semirremolque, y que se representa con H-20 S-16 (por ejemplo), para un camión en el cual la carga en

el eje del semirremolque es igual a la carga del eje posterior del camión; en este caso de 16 ton con una carga en el eje delantero de 4 ton.

Figura 5. Las cargas HS representan un camión con un semiremolque.

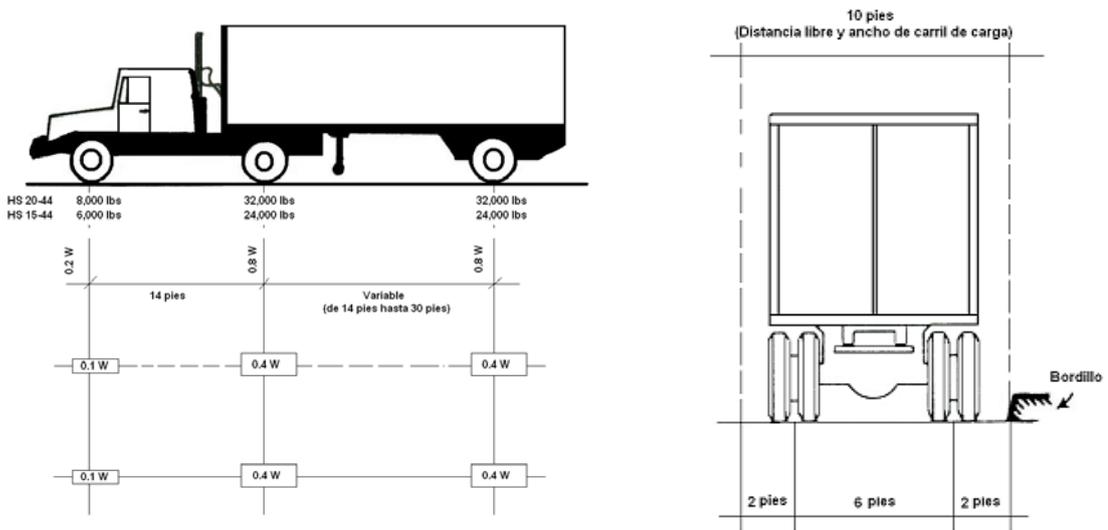
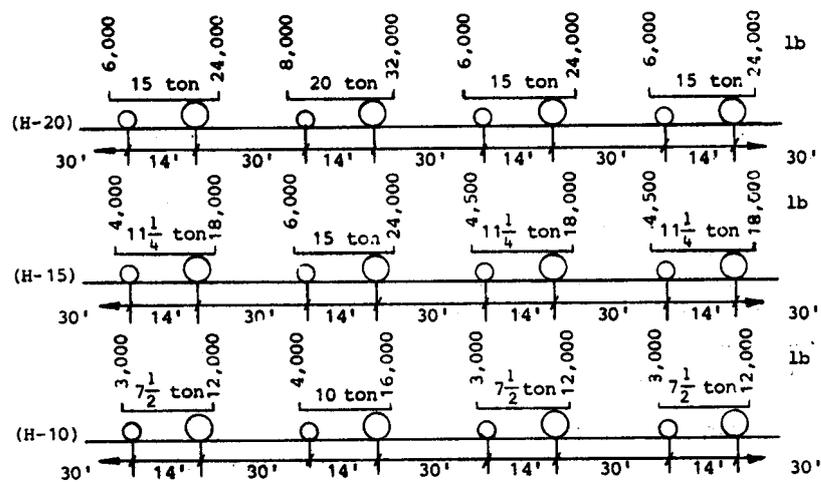


Figura 6. Tren de cargas para los camiones H



Para camiones con semirremolque (tipo HS), se considera una carga igual a la del eje posterior del camión, a 14 pies de éste y con la misma separación entre camiones, ejemplo:

Figura 7. Tren de cargas para los camiones HS



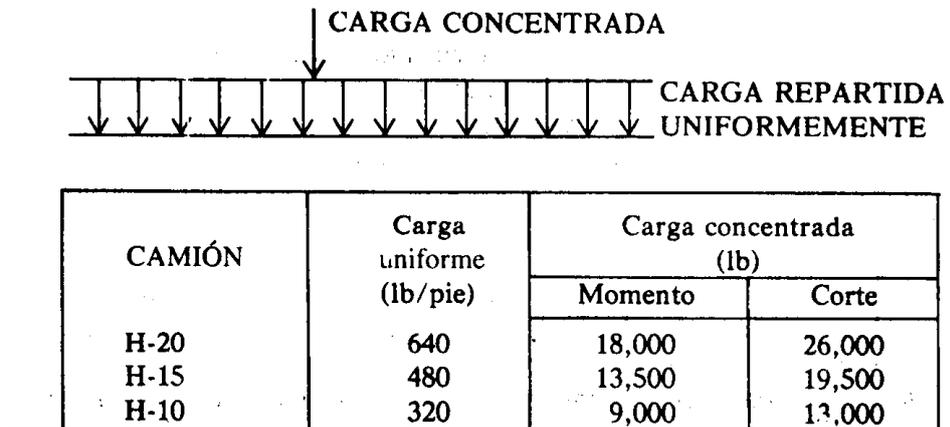
La carga viva de camión esperada estará definida de acuerdo con la ubicación y tipo de la carretera, así como la importancia que ésta tenga comercialmente.

b) Cargas equivalentes

Para puentes con longitudes mayores de 60 pies, se considera una carga equivalente, que consiste en una carga uniformemente distribuida por cada carril, combinada con una carga concentrada, localizada en el punto en que produzca el esfuerzo máximo en la estructura. La carga concentrada se considera uniformemente repartida en dirección perpendicular al eje del puente.

Para el cálculo de momentos y cortes, se consideran diferentes cargas concentradas como se muestra en la figura. La menor carga concentrada se usará para calcular los esfuerzos en los miembros en donde la mayor parte de estos esfuerzos sean causados por momentos flectores. La mayor carga concentrada se usará cuando la mayor parte de los esfuerzos en el miembro, sea debida a fuerzas cortantes.

Figura 8. Cargas equivalentes



c) Reglas para la aplicación de la carga viva Standard

Las cargas deberán aplicarse por uno de los siguientes métodos que producen el máximo esfuerzo en el miembro considerado, atendiendo a las reducciones en las cargas que se explicarán más adelante.

- Cada línea de tráfico o carril debe considerarse como una unidad, y el número y posición de los carriles cargados se hallará buscando el arreglo que produzca el máximo esfuerzo.
- La carretera se deberá considerar cargada en su anchura total con una carga por pie de anchura de 1/9 de la carga por carril de tráfico (cargas uniformes y concentradas).
- La carga por carril o el vehículo estándar ocupan un ancho de 3.05 m. Estas cargas se colocarán en bandas de 3.6 m distribuidas a lo ancho de la calzada del puente en números y posiciones tales, que produzcan

- fuerzas internas máximas. Cuando el ancho de calzada se encuentre entre 6 y 7.2 m, se considerarán dos bandas de tráfico de la mitad del ancho de calzada.
- Cada carga de carril o vehículo estándar se consideran como unidades indivisibles y no se podrán considerar aplicadas fracciones de ellos.

d) Reducción de la intensidad de carga

Si el ancho de la carpeta excede a 18 pies, las cargas especificadas deberán reducirse en un 1% por cada pie de anchura en exceso a los 18, sin que pueda exceder a una reducción de 25%, que corresponde a un ancho de 43 pies (13.10 m).

Cuando se considere más de un carril de tráfico se reducirán las fuerzas internas calculadas a los siguientes porcentajes, considerando que es poco probable que las cargas máximas coincidan en varios carriles.

- Uno o dos carriles 100%
- Tres carriles 90%
- Cuatro o más carriles 75%

e) Efectos dinámicos o de impacto sobre la carga viva

Los esfuerzos debidos a cargas vivas, exceptuando las cargas centrífugas, longitudinales y de viento, deben incrementarse debido a efectos dinámicos vibratorios y de impacto. Este incremento es expresado como una fracción del esfuerzo debido a la carga viva, y se determina con la fórmula:

$$I = \frac{50}{L+125}$$

Donde:

I = Incremento en los esfuerzos debidos a la carga viva.

L = Longitud en pies, de la parte del claro cargado para producir el esfuerzo máximo.

Este incremento en la carga viva en las estructuras para los efectos dinámicos vibratorios y de impacto, será aplicado a ciertas partes del puente y no en todas ellas.

f) Partes del puente que aplica fracción de impacto

- La super-estructura, que incluye elementos de marcos rígidos.
- Los pilotes que sobresalgan del terreno, y estén rígidamente conectados a la super-estructura, y forman marcos rígidos o como parte de la estructura misma.
- Las porciones que sobresalgan del terreno de las pilas de concreto o acero que soportan la superestructura.

g) Partes del puente que no aplican fracción de impacto

- Estribos, muros de contención, pilas, pilotes, excepto como se indicó en el inciso 2 del grupo que sí aplica incremento de carga viva por impacto.
- Cimentación y presiones en las cimentaciones
- Estructuras de madera
- Carga de aceras
- Alcantarillas y otras estructuras que tengan un relleno de tierra de 0.914 m de altura o mayor

2.7.3.1 Fuerzas laterales

- La fuerza del viento en la estructura debe asumirse como una carga horizontal móvil de 30 lb/pie² en 1 ½ veces el área de la estructura vista en elevación, incluyendo barandales.
- Las fuerzas laterales debidas a las cargas vivas móviles y la fuerza del viento contra esta carga, se deben considerar actuando 6 pies arriba del piso con una fuerza de 200 lb/pie.
- La fuerza total del viento no debe ser menos que 300 lb/pie en la cara expuesta al viento, y 150 lb/pie en la cara posterior o en las vigas que sigan a la de enfrente.

2.7.3.2 Fuerzas longitudinales

Algunos autores consideran una fuerza longitudinal del 10% de la carga viva, actuando a 4 pies arriba del piso (1.20 m) como fuerza de frenado. Según AASHTO 3.9 se estima la fuerza de frenado en un 5% de la carga viva en todos los carriles que llevan tránsito en la misma dirección. La carga viva equivale a la carga de tráfico más la concentrada para flexión. Su centro de gravedad se sitúa a 6 pies arriba del piso de la superestructura.

2.7.3.3 Fuerzas centrífugas

Se aplican a estructuras en curva y se calculan en función de la carga viva

$$C = \frac{6.68 * S^2}{R} = 0.0017 * S^2 * D \text{ (AASHTO 3.10.1)}$$

Donde:

C = fuerza centrífuga en % de la carga viva

S = velocidad de diseño en MPH

D = grado de curvatura

R = radio de curvatura en pies

2.7.3.4 Banquetas para peatones

Se calcularán con una carga de no menos de 100 lb/pie², o sea, 488 kg/m², también aplicable a puentes de bicicletas y peatones.

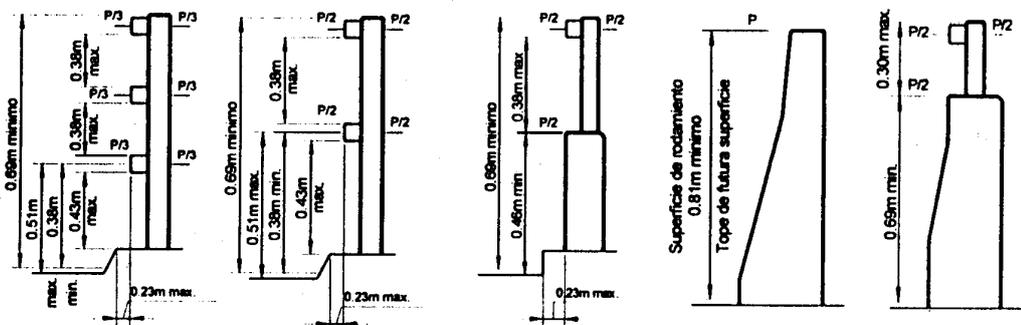
Bordillos

Se diseñarán para una carga lateral de 500 lb/pie², aplicado en la parte superior del mismo o a 25.4 cm de la losa, cuando es más alto que éste.

Barandas

Las figuras muestran diferentes tipos de barandas, la geometría, las cargas, para el empleo en los puentes, según las condiciones de los accesos. Los diagramas indicados en la figura 9, son los que se describe en el inciso 2.7 de AASHTO.

Figura 9. Barandas de tráfico y peatonal



Nomenclatura y carga: (para las figuras de las barandas).

$P = 12,000$ lbs (4 postes máx p/diseño, cada poste $\frac{1}{4} P$)

$W =$ carga peatonal = 50 lb/pie

2.7.3.5 Fuerzas de corriente de agua

El efecto de agua fluida en los estribos o pilas y su aumento de la tendencia, asumiendo un segundo-grado, la distribución de velocidad parabólica y así una distribución de presión triangular, se calculará por la fórmula:

$$P = K * V^2 \quad (\text{AASHTO 3.18.1})$$

Donde:

$P =$ presión en lb/pie²

$V =$ velocidad del agua en pies/seg

$K =$ constante que depende de la forma de la pila

1.40 cuadrada

0.50 angular menor o igual 30°

0.70 circular

2.7.3.6 Presión lateral de la tierra

La presión de tierra se calcula utilizando las formulas de Rankine, para que no sea menor que un equivalente liquido de 30 lb/pie³ (480 kg/m³). Una sobrecarga equivalente a 2 pies de tierra sobre el nivel del puente. Siempre deberán diseñarse obras de drenaje.

2.7.3.7 Fuerza de sismo

En Guatemala, donde con frecuencia se presentan sismos, las estructuras se deben diseñar para resistir movimientos sísmicos, con atención a las fallas activas y a la respuesta dinámica de la estructura, de acuerdo con la guía de especificaciones para diseño sísmico de puentes de carreteras de la AASHTO.

$$EQ = C * F * W \quad (\text{AASHTO 3.21.1.1})$$

Donde:

EQ = fuerza estática equivalente horizontal aplicada en el centro de gravedad de la estructura

F = factor de marco

F = 1.0 para estructuras donde columnas individuales o pilas resisten las fuerzas horizontales

F = 0,8 para estructuras donde marcos continuos resisten las fuerzas horizontales aplicadas a lo largo del marco

W = La carga muerta total de la estructura en libras o kilogramos

C = Coeficiente de respuesta combinado

$$C = \frac{A * R * S}{Z} \quad (\text{AASHTO 3.21.1.2})$$

El coeficiente calculado "c" será mayor o igual a 0.10 para estructuras con "a", mayor que o igual a 0.30 g y mayor o igual a 0.06 para estructuras con "a" menor que 0.3 g. Valores de coeficientes para varias profundidades de aluvión al estrato rocoso pueden encontrarse en las gráficas 3.21.1 de las normas AASHTO

Donde:

$$g = 32.2 \text{ pie/seg}^2$$

A = máximas aceleraciones esperadas (mapa de riesgo sísmico)

S = amplificación del suelo

R = radio de curvatura

Z = reducción por ductilidad

$$T = 0.32 * \sqrt{W/P} \quad (\text{AASHTO 3.21.1.3})$$

Donde:

T = período de vibración de la estructura.

P = fuerza total uniforme para causar una pulgada de deflexión unitaria del conjunto de la estructura.

Estructuras adyacentes a fallas activas, sitios con condiciones geológicas no usuales, estructuras no usuales y estructuras con un período fundamental mayor que 3.0 segundos serán consideradas como casos especiales. Estas estructuras serán diseñadas usando sismicidad corriente, respuesta del suelo y técnicas de análisis dinámico.

2.7.3.8 Momento máximo ocasionado por carga viva

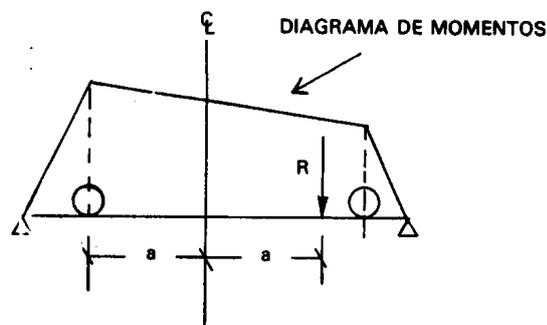
En vigas libremente apoyadas, el momento máximo se presenta cuando la resultante del sistema de fuerzas y la carga mayor equidisten del centro de la viga, y su máximo valor aparece bajo la carga mayor.

El peralte mínimo para controlar deflexiones, según el ACI es de $h = L/20$ en la que "L" está en centímetros y es el claro del puente. La AASHTO especifica que, para controlar deflexiones, el peralte mínimo debe ser de:

$$h = \frac{S+10}{30} \quad \text{en la que "S" es el claro en pies.}$$

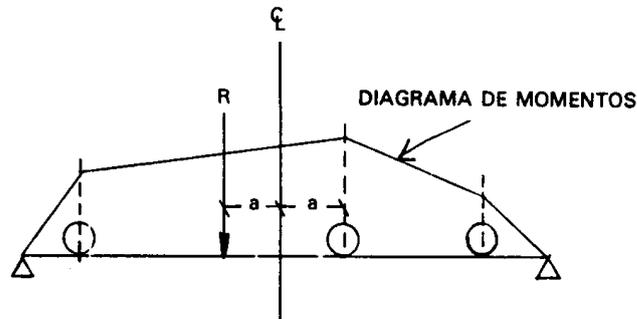
Es muy posible que, en claros cortos, el momento flector máximo que se produce bajo un sistema de tres ruedas sea menor que el momento producido bajo un sistema de dos ruedas.

Figura 10. Diagrama de momentos para camión H



Para que se produzca el momento flector bajo un sistema de tres ruedas mayor que en uno de dos ruedas, hay que buscar que la resultante del sistema y la rueda intermedia equidisten del centro línea del claro y es entonces cuando puede suceder que alguna de las ruedas extremas ya no esté dentro del claro, disminuyendo en esta forma el valor del momento. Cuando se trata de la fuerza cortante, entonces sí siempre es mayor para tres ruedas.

Figura 11. Diagrama de momentos para camión HS



Para claros menores a 20 m los puentes se proyectan con un ancho total igual al de la corona del camino, y si su longitud es mayor de 20 m se diseñarán con una calzada de 7.50 m por cada dos carriles.

2.7.4 Recubrimientos (AASHTO 8.22)

Medido del rostro de la barra a la superficie del concreto el recubrimiento será el siguiente:

- Cimientos y muros 8.0 centímetros
- Losas en su parte superior 5.0 centímetros
- Losas en su parte inferior 2.5 centímetros
- Columnas y vigas 5.0 centímetros

2.7.5 Longitud de desarrollo (AASHTO 8.24.1.2)

Se proporcionara a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo ésta la mayor de la profundidad efectiva del elemento; 15 diámetros es la longitud de la barra o la Luz/20

2.7.6 Traslapes (AASHTO 8.25, DGC 509.080)

Se calculan con base a 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% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASTHO 8.33.2, evitando localizarlas en los puentes de donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 centímetros.

2.7.7 Ganchos (AASTHO 8.23.2)

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.

2.8 Diseño de la superestructura

La carga de diseño seleccionada para puentes depende primordialmente de la importancia y de la proyección económica y social que tendrá la carretera, así como del tipo de transporte que tendrá acceso a la estructura; por lo cual, la carga seleccionada para este proyecto es AASHTO H15, con una luz libre entre apoyos de 50 metros, dividido en dos luces de 25 metros (por medio de una pila intermedia), con un ancho de rodadura de 6.50 metros.

Para el diseño de la losa hay que considerar dos casos: la losa que actúa como voladizo con las cargas del barandal y la acera y, la losa que actúa entre vigas.

2.8.1 Dimensionamiento de la losa entre vigas

El espesor de losas de concreto reforzado según AASHTO, va desde un espesor mínimo de 15 cms hasta un espesor máximo de 25 cms. Para este proyecto se asumirá un espesor de 20 cms incluyendo 1.50 cms de superficie. En cuanto al diseño de las vigas, la AASHTO sugiere un peralte de $L/16$ o $L/12$;

y para la base se recomienda como mínimo $2/5$ del peralte, para efectos de diseño en este proyecto, se tomará $L/16$, donde L será de 25 mts, ya que se usarán dos tramos de 25 metros.

Entonces:

$$\text{Luz} = 25.00 \text{ mts}$$

$$\text{Peralte} = L/16$$

$$\text{Base} = 2/5 \text{ del peralte}$$

$$\text{Luz} = 25.00 \text{ mts}$$

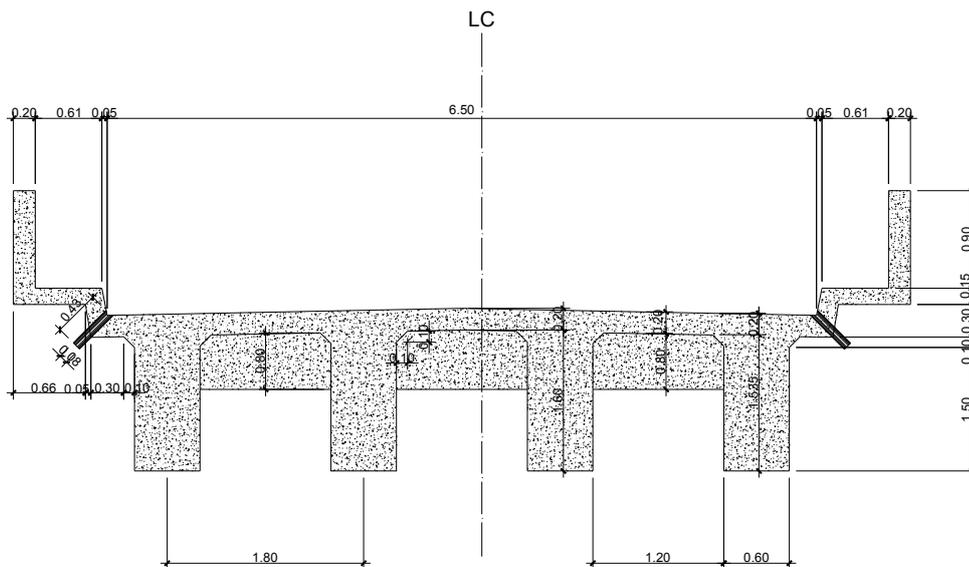
$$\text{Peralte} = 1.60 \text{ mts}$$

$$\text{Base} = 0.60 \text{ mts}$$

Datos para el diseño

- Luz del puente = 50 mts
(Dos de 25 mts)
- Ancho de rodadura = 6.50 mts
- Base de la viga = 0.60 mts
- Peralte de viga = 1.60 mts
- Espesor de losa = 0.20 mts
- Número de vías = 2 vías
- Número de vigas = 4 vigas
- Pendiente transversal (Bombeo) = 2%
- Separación de vigas (entre centros) = 1.80 mts
- Luz libre entre rostros internos de almas de las vigas = 1.20 mts
- F_y = 2,810 kg/cm²
- F'_c = 281 kg/cm²

Figura 12. Dimensionamiento de la super-estructura



2.8.2 Diseño de losa entre vigas

La losa del puente se diseñará con respecto a las normas AASHTO; para esto, es necesario determinar cómo trabaja la losa. En el presente caso, la losa trabaja sólo en el sentido corto y por lo tanto el refuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico. Por tal razón se debe asignar un espesor adecuado para resistir los efectos que producirán la flexión y el corte de las cargas muertas y vivas. El refuerzo se verificará, diseñando para concreto reforzado según ACI.

$$\text{Espesor } d = 1.2 * \frac{S + 3.05}{30} \geq 0.174$$

Donde:

S = luz libre entre vigas (1.20 mts)

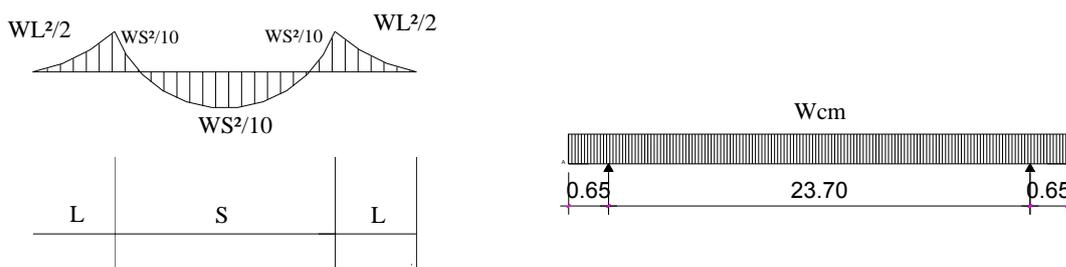
$$d = 1.2 * \frac{1.20 + 3.05}{30} = 0.17$$

Se tomará un espesor de 20 cms.

2.8.2.1 Cálculo de momentos para losa entre vigas

h) **Momento producido por carga muerta.** Para las losas deberá calcularse un momento máximo negativo y uno positivo, perpendicular a las vigas principales, de la forma siguiente:

Figura 13. Modelo matemático de dos tramos con voladizo



La AASHTO recomienda que el espesor de losa no debe ser menor de 15 centímetros. Para este diseño se utilizará un peralte de losa de 20 cm.

Determinando las cargas muertas por causa del concreto u otras cargas, se tiene:

$$\begin{array}{rcl}
 W_{\text{llosa}} = & W_c * t * b & = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 1 \text{ m} = 480.00 \text{ kg/m} \\
 W_{\text{rec.}} = & & \underline{2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 1 \text{ m} = 105.00 \text{ kg/m}} \\
 & & W_{\text{cm}} = 585.00 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Para el cálculo de momentos se utilizará la fórmula siguiente:

$$M_{\text{cm}} = WS^2/10$$

$$M_{\text{cm}} = W_{\text{cm}} * S^2 / 10 = \frac{(585 \text{ kg/m}) (1.20 \text{ m})^2}{10} = 84.24 \text{ kg-m}$$

i) Momento producido por carga viva

Cargas vivas en el sentido transversal: anteriormente se mencionó que existen dos casos, uno cuando el refuerzo es perpendicular al tráfico, y el segundo cuando el refuerzo principal es paralelo al tráfico; para este proyecto se hará uso del primer caso (refuerzo principal perpendicular al tráfico).

La fórmula más usual (AASHTO 3.24.3.1.) es:

$$M_{\text{cv}} = \frac{[0.80 (S + 0.61)]}{9.74} * P$$

$$M_{\text{cv}} = \frac{[0.80 (1.20 + 0.61)]}{9.74} 5,455 = 810.97 \text{ k - m}$$

Incremento causado por la fuerza de frenado

$$\begin{aligned}F_f &= 5\%(\text{Carga total Camión}) * 1.83 \\F_f &= 5\%(5,455 \text{ kg} + 1,364 \text{ kg}) * 1.83 \text{ m} \\F_f &= 623.94 \text{ kg-m}\end{aligned}$$

El momento por carga viva + Fuerza de frenado será entonces:

$$\begin{aligned}C_v + F_f &= 810.97 \text{ k-m} + 623.94 \text{ k-m} \\C_v + F_f &= 1,434.91 \text{ kg-m}\end{aligned}$$

- **Factor de impacto**

El momento producido por carga viva debe ser incrementado por el efecto producido por el impacto y éste no debe de exceder del 30%.

$$\begin{aligned}M_{cv} &= \frac{15.24}{S + 38.11} \\M_{cv} &= \frac{15.24}{1.20 + 38.11} = 0.387\end{aligned}$$

⇒ **I = 38.7% mayor que el 30% entonces usar el 30%**

Momento último:

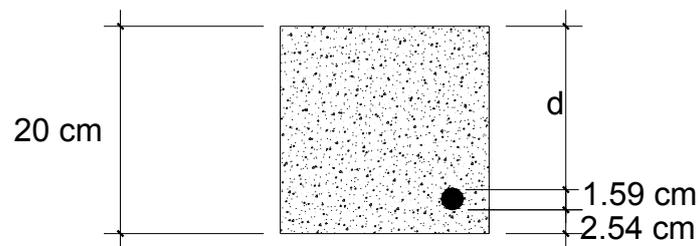
$$M_u = 1.3 [84.24 + (5/3) (1,434.91 * 1.3)] = 4,151.18 \text{ kg-m}$$

2.8.2.2 Cálculo del refuerzo

a) Refuerzo transversal al tráfico

Si como refuerzo principal de la losa se usan barras No. 5 con un recubrimiento de 2.54 cm, el valor del peralte de diseño (d) para el espesor adaptado de la losa será el siguiente:

Figura 14. Cálculo de peralte efectivo para losa entre vigas



El diámetro de la varilla No. 5 es igual a 1.59 cm, y como el peralte llega sólo hasta la mitad de la varilla entonces el peralte está dado como sigue:

$$d_{\text{losa}} = 20 \text{ cms} - (2.54 \text{ cm} + 1.59/2 \text{ cm})$$

$$d_{\text{losa}} = 16.67 \text{ cm}$$

Entonces se usarán las fórmulas y los datos siguientes:

$$M_u = 4,151.18 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 16.67 \text{ cm}$$

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

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

Se obtiene:

$$A_{s \text{ min}} = 8.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ req.}} = 10.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 41.21 \text{ cm}^2$$

Se tomará el acero requerido 10.21 cm^2 para un metro lineal

Utilizando refuerzo No. 5, el armado quedará distribuido de la siguiente forma:

$$\text{Esp.} = 1.98 * \frac{100}{10.20} = 19.39 \text{ cm}$$

No. 5 @ 0.20 m

b) Refuerzo por temperatura

Se calcula refuerzo por temperatura:

$$A_s = 0.002 * b * t$$

$$A_s = 0.002 * 100 * 16.67 = 3.33 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo no. 3, el armado quedará distribuido de la siguiente forma:

$$\text{Esp.} = 0.71 * \frac{100}{3.33} = 21.32 \text{ cm}$$

No. 3 @ 0.20m

c) Refuerzo longitudinal

La cantidad de distribución será un porcentaje del acero de refuerzo principal requerido para momento positivo. Este porcentaje no debe de exceder del 67% del refuerzo principal. Como se indica en la siguiente fórmula para refuerzo principal perpendicular al tránsito.

$$A_{s \text{ longitudinal}} = \frac{121}{\sqrt{S}} \quad \text{No debe de ser mayor del 67\%}$$

$$A_{s \text{ longitudinal}} = \frac{121}{\sqrt{1.20}} = 110.46 \% \quad \text{Entonces se usará el 67\%}$$

$$\Rightarrow \text{Entonces se usará el 67\%} \quad A_s = 0.67 * 10.20 = 6.83 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 4, el armado quedará distribuido de la siguiente forma:

$$\text{Esp.} = 1.27 * \frac{100}{6.83} = 18.59 \text{ cm}$$

No. 4 @ 0.15 m

Figura 15. Detalle transversal del armado de losa

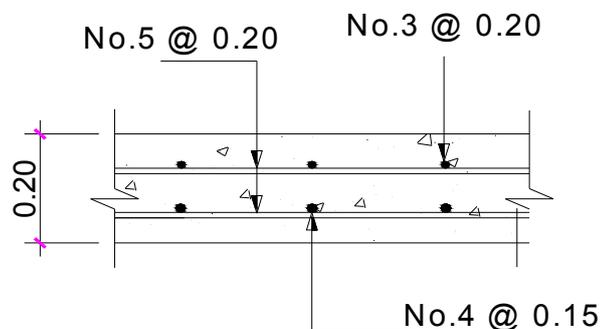
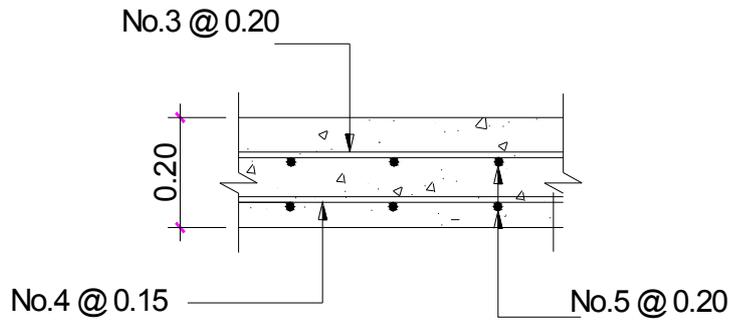


Figura 16. Detalle longitudinal del armado de losa



2.8.3 Diseño de acera (banqueta)

La acera del puente se refuerza por temperatura, ya que solamente será para peatones. Se verificó que tiene un momento último menor que la losa interna, por lo tanto, no se tiene ningún problema en dejar el mismo armado de la losa.

2.8.4 Diseño de barandal

• Postes

Se colocarán postes de concreto con dimensiones de 0.17x0.20 m a cada 2.00 m. Se diseñarán a flexo compresión, es decir, una carga axial + un momento. Para la sección de los postes de 0.17x0.20 m, se propone usar 4 varillas No. 5, más estribos No. 3 a cada 0.10 m. Los pasamanos serán de tubo galvanizado de $\varnothing = 2''$.

2.8.5 Diseño de diafragmas

Son vigas que sirven para transmitir cargas de la losa a las vigas principales y rigidizar el sistema ante cargas laterales. Se deben utilizar en los extremos,

para luces mayores de 12 m, se recomienda intermedios en el punto de máximo momento positivo AASHTO 8.1.2; en la práctica, para puentes con longitudes mayores de 40 metros se utilizan diafragmas al centro y en los tercios o cuartos de la luz.

Se puede omitir el uso de diafragmas siempre y cuando se demuestre, según análisis detallado, que no son necesarios según AASHTO 8.12.1. Los peraltes mínimos para diafragmas internos como externos los define AASHTO de la siguiente manera:

- Peralte en diafragmas internos. Serán como mínimo $\frac{3}{4}$ del peralte de las vigas interiores.
- Peralte en diafragmas externos. Serán como mínimo $\frac{1}{2}$ del peralte de las vigas exteriores. En cualquiera de los dos casos el peralte del diafragma no debe de ser menor de 50 cms; y la base, no menor de 30 cms.

Los diafragmas exteriores transmiten su peso a los apoyos interiores de las vigas como cargas puntuales P' .

$$P' = P/N$$

Donde:

P = Peso propio

N = No. de vigas

El esfuerzo que se coloca es acero mínimo = $14.1/f_y$ (Sistema métrico), en dos camadas, superior e inferior, y se recomienda un refuerzo extra de 1.61 cm^2 por 0.30 m de alto.

2.8.5.1 Dimensionamientos

Para este proyecto, se usaron dos diafragmas exteriores y dos diafragmas interiores, debido a la luz del tramo de 25.00 m. Los diafragmas exteriores se hacen con una altura de medio peralte de la viga exterior, y los diafragmas internos, con una altura de 3/4 del peralte de la viga interna; en ambos casos, los diafragmas no tendrán menos de 50 cm. El ancho de los diafragmas es generalmente de 30 cm.

Con base en los criterios anteriores, se procede a dimensionar las alturas de los elementos:

Diafragma interior = $h = 0.75h = 0.75 * 160 \text{ cm.} = 120 \text{ cm}$ → utilizar 120 cm.

Diafragma exterior = $h = 0.50h = 0.50 * 160 \text{ cm.} = 80 \text{ cm}$ → utilizar 80 cm.

2.8.5.2 Diseño de diafragmas internos

Encontrando el peralte efectivo (d), asumiendo varilla no. 6 $\phi = 1.91 \text{ cm.}$

$$D = 120 - (2.54)(2) - (1.91)/2 = 113.965 \text{ cm.}$$

$$A_{s \text{ m\u00ednimo}} = \frac{14.1 \times (30)(113.965)}{2,810} = 17.16 \text{ cms}^2$$

Usando varillas no. 6 se tiene:

$$\text{No. De varillas} = \frac{A_{s \text{ m\u00ednimo}}}{\text{\u00e1rea de la varilla}} = \frac{17.16 \text{ cms}^2}{2.85 \text{ cms}^2} = 6.0 \text{ unidades}$$

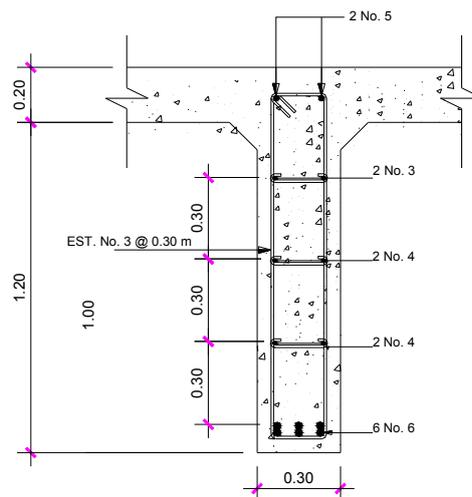
Para el refuerzo por temperatura recomendado por la ACI tenemos.

$$A_s \text{ temp.} = \frac{(1.61)(113.965)}{30} = 6.12 \text{ cms}^2$$

Este refuerzo se compensará con 4 No. 4 + 2 No. 3

Se colocarán 6 No. 6 en la cama inferior, y refuerzo por temperatura (agrietamiento) 4 No 4 + 2 No. 3 + estribos No. 3 @ 0.30 m; en la cama superior se colocarán dos varillas del diámetro correspondiente al armado de la losa.

Figura 17. Detalle de armado de diafragma interior



2.8.5.3 Diseño de diafragmas exteriores

Encontrando el peralte efectivo (d), asumiendo varilla No. 6 $\varnothing = 1.91$ cm.

$$d = 80 - (2.54)(2) - (1.91)/2 = 73.965$$

$$A_{s \text{ mínimo}} = \frac{14.1 \times (30)(73.965)}{2,810} = 11.13 \text{ cms}^2$$

Usando varillas No. 6 se tiene:

$$\text{No. de varillas} = \frac{A_{s \text{ mínimo}}}{\text{Área de la varilla}} = \frac{11.13 \text{ cms}^2}{2.85 \text{ cms}^2} = 3.91 \text{ unidades}$$

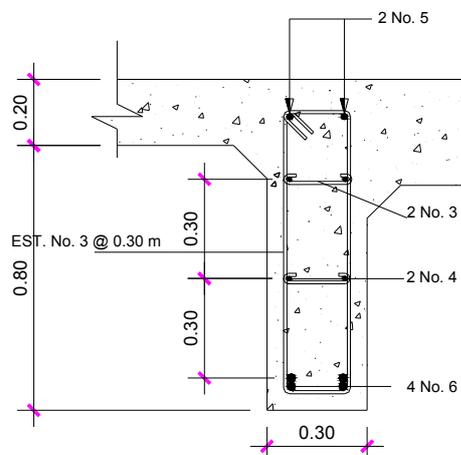
Para el refuerzo por temperatura recomendado por la ACI tenemos.

$$A_{s \text{ temp.}} = \frac{(1.61)(73.965)}{30} = 3.96 \text{ cms}^2$$

Este refuerzo se compensara con 2 No. 3 + 2 No. 4

Se colocarán 4 No. 6 en la cama inferior, y refuerzo por temperatura (agrietamiento), 2 No. 3 + 2 No. 4 + estribos No. 3 @ 0.30 m; en la cama superior se colocarán dos varillas del diámetro correspondiente al armado de la losa.

Figura 18. Detalle de armado de diafragma exterior



2.8.5.4 Peso de diafragmas, como carga puntual

$$W_{\text{Diaf.}} = (\text{peso específico del concreto}) * (\text{base}) * (\text{altura}) * (\text{longitud})$$

La longitud del diafragma será la luz libre entre rostros internos de almas de las vigas, y multiplicado por el número de diafragmas que caben transversalmente, que en este caso son 3 espacios entre las cuatro vigas.

A continuación se presenta una figura en planta de los diafragmas para un mayor entendimiento de lo anterior mencionado.

Figura 19. Detalle en planta de diafragmas

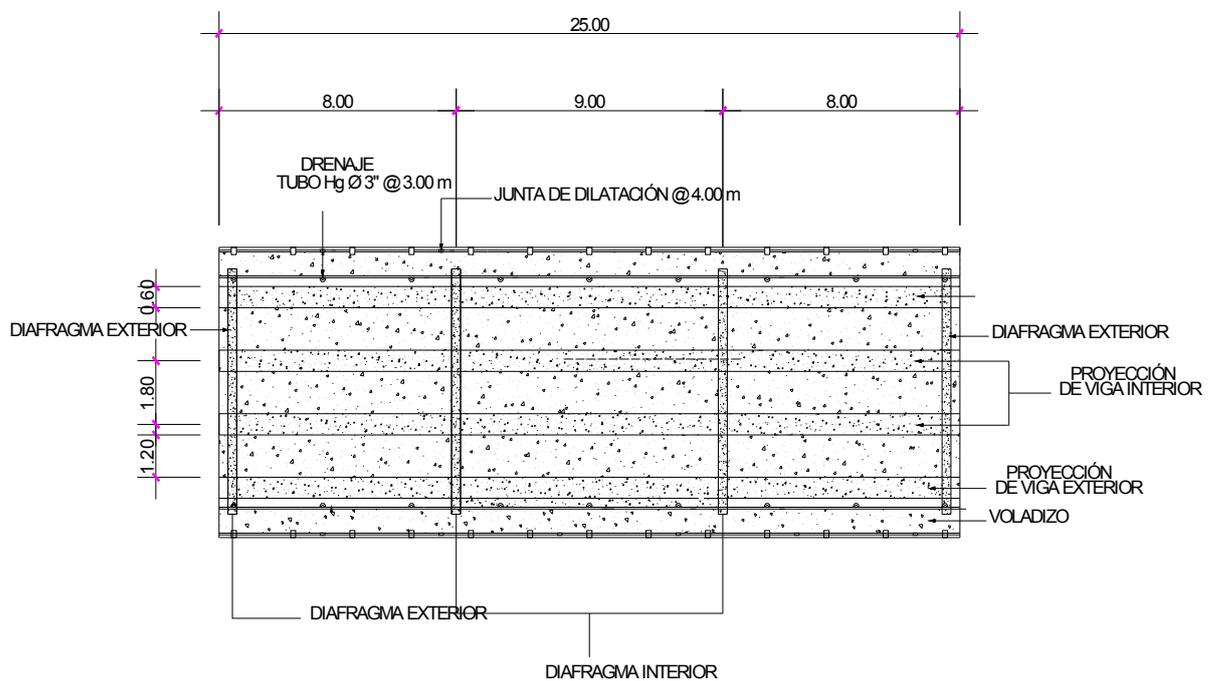
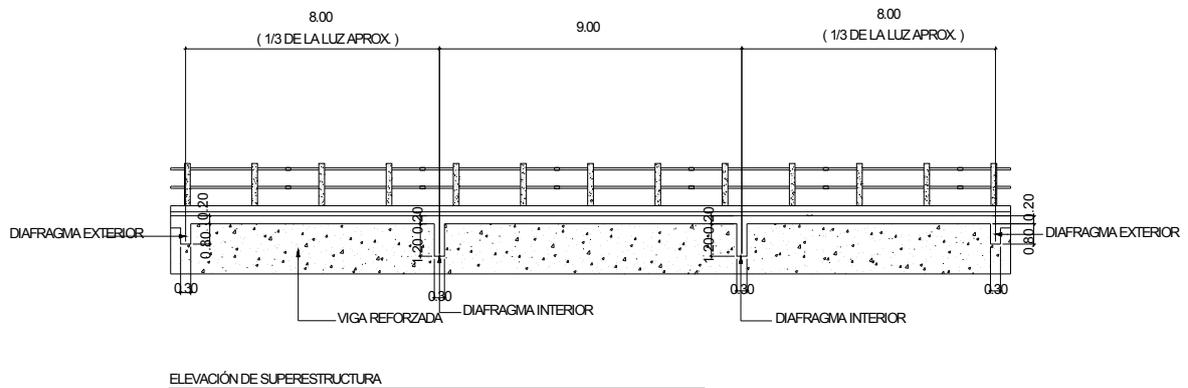


Figura 20. Sección transversal de diafragmas



• **Diafragma interior.**

$$\Rightarrow L_{\text{Diaf.}} = (1.2) \times (3)$$

$$L_{\text{Diaf.}} = 3.60 \text{ mt}$$

$$W_{\text{Diaf.}} = (2,400 \text{ kg/cm}^3)(0.30)(1.20)(3.60)$$

$$W_{\text{Diaf.}} = 3,110.40 \text{ kgs}$$

Siendo el peso que soportará cada viga igual a:

$$P = \frac{3,110.40 \text{ kgs}}{4 \text{ Vigas}} = 777.60 \text{ kgs}$$

• **Diafragma exterior.**

$$\Rightarrow L_{\text{Diaf.}} = (1.2) \times (3)$$

$$L_{\text{Diaf.}} = 3.60 \text{ mt}$$

$$W_{\text{Diaf.}} = (2,400 \text{ kg/cm}^3)(0.30)(0.80)(3.60)$$

$$W_{\text{Diaf.}} = 2,073.60 \text{ kgs}$$

Siendo el peso que soportará cada viga igual a:

$$P = \frac{2,073.60 \text{ kgs}}{4 \text{ Vigas}} = 518.40 \text{ kgs}$$

2.8.6 Diseño de vigas

2.8.6.1 Diseño de viga interior

a) Dimensionamiento de viga.

En el diseño de las vigas, la AASHTO establece que el peralte se considere de $l/16$ a $l/12$ y para la base, debe tomarse $2/5$ del peralte de la viga.

De acuerdo con este criterio, se establecieron las dimensiones siguientes:

$$d = \frac{L}{16} = \frac{25}{16} = 1.5625 \text{ m}$$

$$b = \frac{2}{5} * d = \frac{2}{5} * (1.5625) = 0.625 \text{ m}$$

Entonces, el dimensionamiento de las vigas será el siguiente:

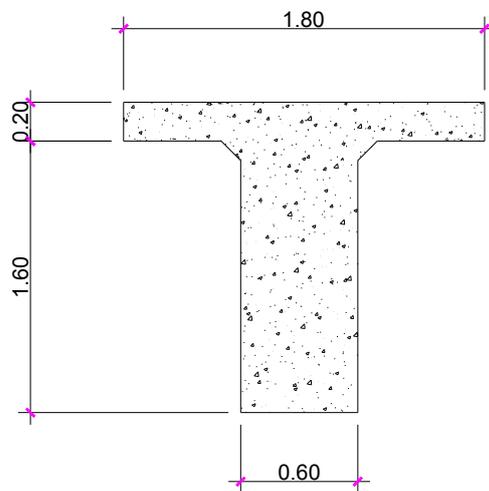
Peralte de la viga = 1.60 m

Base de la viga = 0.60 m

b) Carga que soporta la viga interior

El cálculo del peso propio de la viga interior incluyendo su filete o espesor de losa se hizo con base en la siguiente figura:

Figura 21. Carga que soporta la viga interior



$$W_{\text{losa}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 1.80 \text{ m} = 864.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 1.80 \text{ m} = 189.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.60 \text{ m} * 1.60 \text{ m} = \underline{2,304.00} \text{ kg/m}$$

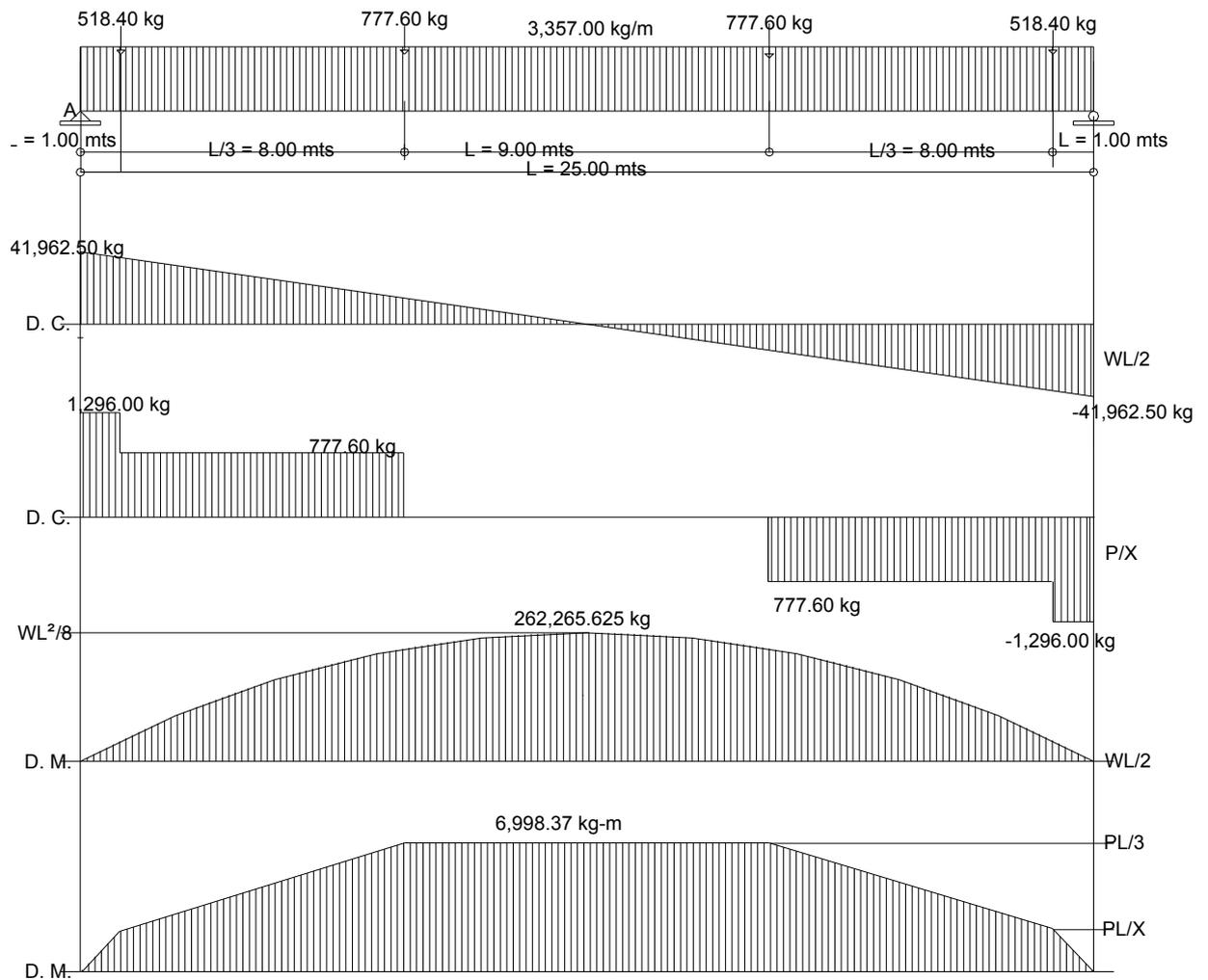
$$\mathbf{W_{\text{viga}} = 3,357.00 \text{ kg/m}}$$

c) Cálculo de momentos viga interior

Momento por carga muerta para viga interior

El momento producido por la carga muerta en las vigas es igual al momento producido por la carga uniforme (W), más el momento producido por la carga concentrada del diafragma (P).

Figura 22. Diagrama de cuerpo libre de carga muerta, para viga interior



$$M_{\max.} = \frac{(W) \times (L)^2}{8} + P_{\text{diaf}}$$

$$M_{\max.} = \frac{(3,357.00) \times (25)^2}{8} + (777.60) \times \frac{(25)}{3} + (518.40) \times (1)$$

$$M_{\max.} = 269,264.03 \text{ kg-m}$$

Momento producido por la carga viva para viga Interior

El momento máximo ocurre bajo una de las ruedas de mayor carga, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte, como su centro de gravedad del otro extremo.

Figura 23. Determinación de centro de gravedad de camión

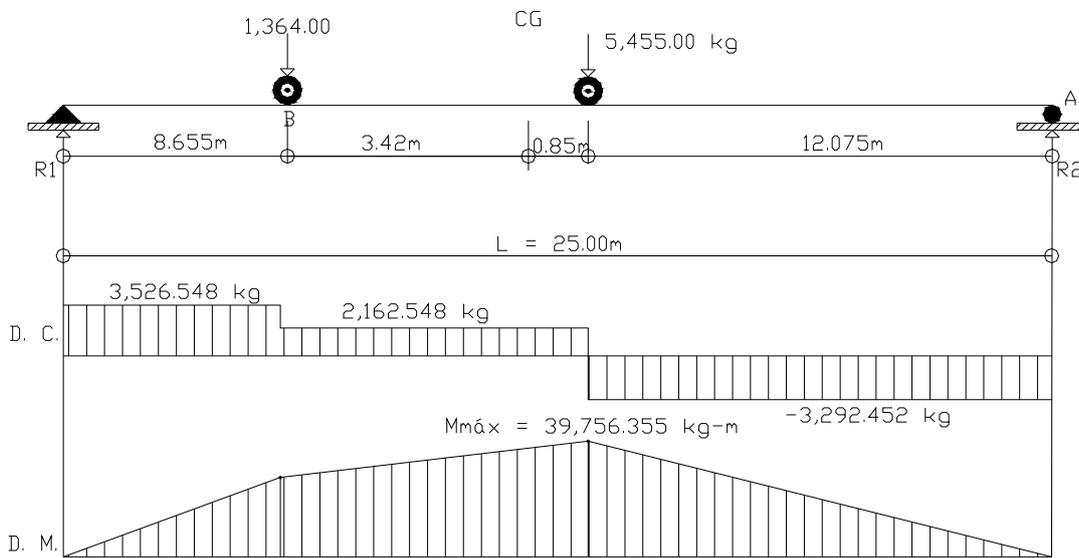
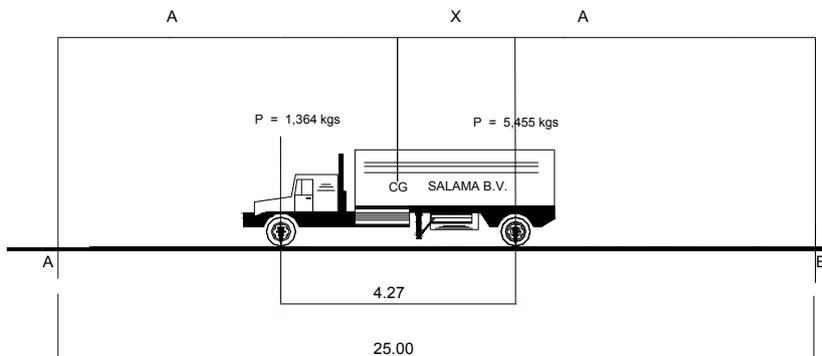


Figura 24. Posición de camión para encontrar centro de gravedad.



Encontrando el valor de x

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

$$5,455(X) = 1,364 \cdot (4.27 - X)$$

$$5,455X = 5,824.28 - 1,364X$$

$$5,455X + 1,364X = 5,824.28$$

$$X = 0.85$$

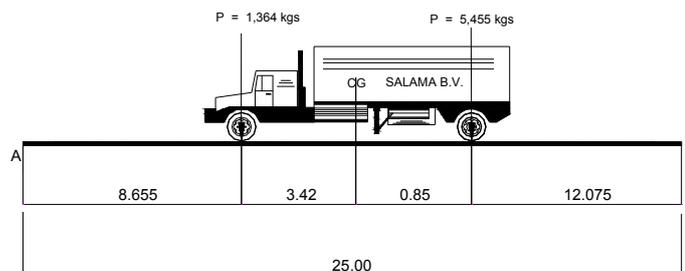
Entonces encontrado el valor de "A"

$$2(A) + X = 25$$

$$A = 12.075$$

Posición de las cargas de rueda para lograr el momento máximo generado por la carga viva

Figura 25. Posición de camión para encontrar reacciones



Encontrando reacción en el punto "A"

$$\sum M_A \curvearrowright (+) = 0$$

$$25 R_A - 1,364 \cdot (16.345) - 5,455 \cdot (12.075) = 0$$

$$R_A = 3,526.55 \text{ kgs.}$$

Encontrando reacción en el punto "B"

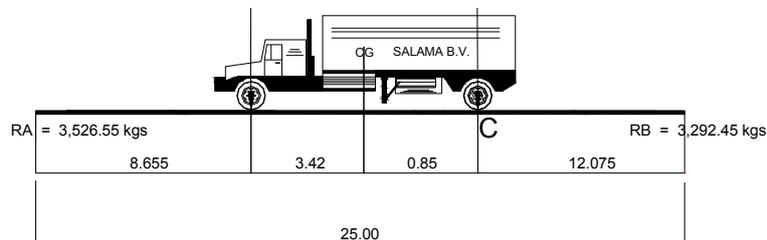
$$\sum F_v = 0$$

$$R_B = 6,819 - R_A$$

$$R_B = 6,819 - 3,526.55$$

$$R_B = 3,292.45 \text{ kgs}$$

Figura 26. Posición para momento máximo



$$\sum M_C \curvearrowright (+)$$

$$M_{\max.} = 3,526.55*(12.925) - 1,364*(4.27)$$

$$M_{\max.} = 39,756.38 \text{ kg-m}$$

Incremento por fuerza de frenado

$$F_f = 5\% (W_{\text{camión}}) * (1.83)$$

$$F_f = 5\% (1,364 + 5,455) * (1.83)$$

$$F_f = 623.94 \text{ kgs-m}$$

Momento de carga viva más fuerza de frenado

$$M_{cv+Ff} = 39,756.38 + 623.94$$

$$M_{cv+Ff} = 40,380.32 \text{ kg-m}$$

Sobrecarga de impacto en vigas

El momento producido por carga viva debe ser incrementado por el efecto producido por el impacto y éste no debe de exceder del 30%.

$$I = \frac{15.24}{(L+ 38.11)}$$

De donde:

I = Fracción de impacto (no mayor del 30%)

L = Luz libre entre rostros internos de almas de las vigas (mts)

$$I = \frac{15.24}{(25 + 38.11)} = 0.24$$

Como el factor de impacto calculado es menor que 0.30, el factor de impacto será un incremento en el 24%

Factor producido por la sobrecarga

Cada viga interior debe soportar $1.80/1.83 = 0.9836$ cargas de rueda por rueda. Por lo tanto, el momento por carga viva para el diseño de la viga interior será el siguiente:

d) Cálculo del momento ultimo para viga interior

Por especificación la AASHTO indica que debe tomarse como criterio la siguiente fórmula para el incremento de las cargas:

$$M_u = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3}(M_{cv} + Ff + I + SC) \right]$$

$$M_u = 1.3 \left[269,264.03 + \frac{5}{3}(40,380.32 * 1.24 * 0.99) \right]$$

$$\mathbf{M_u = 457,446.81 \text{ KG-M}}$$

e) Cálculo de cuantía de acero a flexión para vigas

En el cálculo del refuerzo de vigas, se utilizará un esfuerzo máximo del concreto de 281 kg/cm^2 y un esfuerzo de fluencia del acero de $4,200 \text{ kg/cm}^2$.

Cálculo del peralte efectivo. (Asumiendo varilla No. 11)

$$d = T - \left(\frac{\phi}{2} \right) - \text{recubrimiento (se usará varilla No. 11, } \phi = 3.49 \text{ cm.)}$$

$$d = 160 - 2.54 * 2 - \frac{3.49}{2} = 153.175 \text{ cm.}$$

$$d_{\text{efectivo}} = 153.175 \text{ cm.}$$

Datos

$$M_u = 45,744,681 \text{ kg-cm}$$

$$d = 153.175 \text{ cm.}$$

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

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

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Con lo que se obtiene:

$$A_{s_{\text{minimo}}} = 30.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{maximo}}} = 131.46 \text{ cm}^2$$

Encontrando el área de acero requerido.

$$a = \frac{A_s (F_y)}{0.85 (F'_c)(b)} = \frac{131.46 (4,200)}{0.85 (281)(60)} = 38.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{45,744,681}{0.85 (4,200)(153.175 - 38.52 / 2)} = 95.68 \text{ cm}^2$$

Resumen áreas de acero, para diseño a flexión.

$A_{s\text{mínimo}}$	$A_{s\text{requerido}}$	$A_{s\text{máximo}}$
30.85 cm ²	95.68 cm ²	131.46 cm ²

Como el área de acero requerido no excede del área de acero máximo, no es necesario reforzar a compresión, entonces con el área de acero requerido = 95.68 cm², se nota que se usarán 10 barras No. 11.

Refuerzo adicional

ACI 318S -05 especifica que no se deben dejar espacios mayores de 30 cm. entre las varillas de acero por lo que debe de agregarse un refuerzo adicional en la zona intermedia de la viga y se calcula de la siguiente manera.

$$A_{s \text{ temp.}} = \frac{(1.61)(160)}{30} = 8.58 \text{ cms}^2$$

Se colocarán 10 No. 11 en la cama inferior, y refuerzo por temperatura 2 No. 3 + 6 No. 4 + estribos No. 3 @ 0.30 m; en la cama superior se colocarán 3 varillas No. 11 correspondientes al acero mínimo.

f) Cálculo de esfuerzos cortantes para viga interior

Para el cálculo de refuerzo por corte, es necesario determinar el esfuerzo cortante total actuante en la viga, compuesta por el esfuerzo cortante, debido a su peso muerto, el esfuerzo cortante debido a sobrecarga y el esfuerzo cortante debido a impacto.

Cortante por carga muerta para viga interior

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por la fórmula siguiente:

$$V_{cm} = \frac{(W_{cm})*(L)}{2} + P_{diaf}$$

De donde:

$$W_{Total\ Viga\ Int.} = 3,357.00 \text{ kg/mt}$$

$$P = 777.60 \text{ kgs (Peso del diafragma interior como carga puntual)}$$

$$P = 518.40 \text{ kgs (Peso del diafragma exterior como carga puntual)}$$

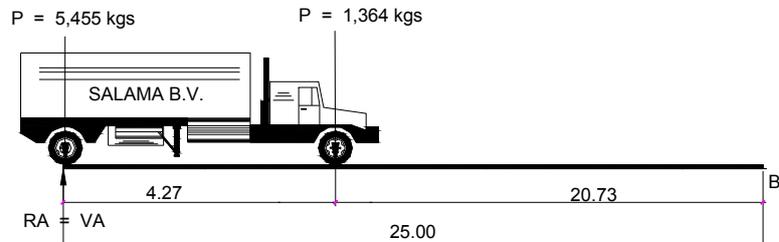
$$V_{cm} = \frac{(3,357.00)*(25)}{2} + (777.60)*(25/3) + (518.40)*(1)$$

$$V_{cm} = 48,960.90 \text{ kg}$$

Cortante por carga viva para viga interior

El esfuerzo cortante, debido a sobrecarga, se calcula sacando la reacción de la siguiente posición de cargas:

Figura 27. Posición para corte máximo



$$\sum M_B \curvearrowright (+)$$

$$V_{cv} \cdot (25) - 5,455 \cdot (25) - 1,364 \cdot (25 - 4.27) = 0$$

$$V_{cv} = 6,586.029 \text{ kgs}$$

Fuerza de frenado

$$V_{cv + Ff} = 6,586.029 \text{ kg} + 623.94 \text{ kg}$$

$$V_{cv + Ff} = 7,209.97 \text{ kg}$$

Cálculo del corte último para viga interior

Por especificación, la AASHTO indica que debe tomarse como criterio la siguiente fórmula para el incremento de las cargas:

$$V_u = 1.3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} + Ff + I + SC) \right]$$

$$V_u = 1.3 \left[48,960.90 + \frac{5}{3} (7,209.97 * 1.24 * 0.99) \right]$$

$$V_u = 82,826.257 \text{ Kg}$$

Corte que resiste el concreto.

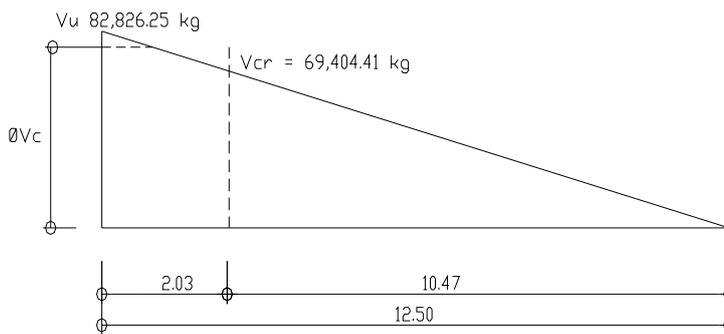
$$V_{cr} = (\phi) \times (0.53) \times \sqrt{(F'c)} \times (b) \times (d)$$

$$V_{cr} = 0.85 \times (0.53) \times \sqrt{(281)} \times (60) \times (153.175)$$

$$V_{cr} = 69,404.41 \text{ Kg}$$

- **Cálculo de cuantía de acero para corte en vigas**

Figura 28. Diagrama de corte para diseño en viga interior



Cálculo de separación de estribos para $\emptyset V_c = 82,826.25 \text{ kg}$:

$$\frac{X}{69,404.41} = \frac{12.50}{82,826.25}$$

$$X = \frac{12.50 * (69,404.41)}{82,826.25} = 10.47 \text{ mt}$$

Habiendo encontrado la distancia $X = 10.47 \text{ m}$, se procederá a colocar estribos con espaciamiento $S = d/2$, ya que para dicha distancia resiste el corte del concreto. Y para la distancia restante $X' = 2.03 \text{ m}$ se procederá a buscar el confinamiento correspondiente.

Asumiendo varilla número 3 (área = 0.71 cm²), se procederá a poner Est. No. 3 @ 0.15 m en un espacio de 2.00 m, en ambos extremos. Y en el espacio intermedio se pondrán Est. No. 3 @ 0.30 m, ya que $S=d/2$ (0.80m) sobrepasa la norma mínima, de espaciamientos para corte en vigas de gran peralte que es de 0.30 m

Figura 29. Diagrama de confinamiento en viga Interior

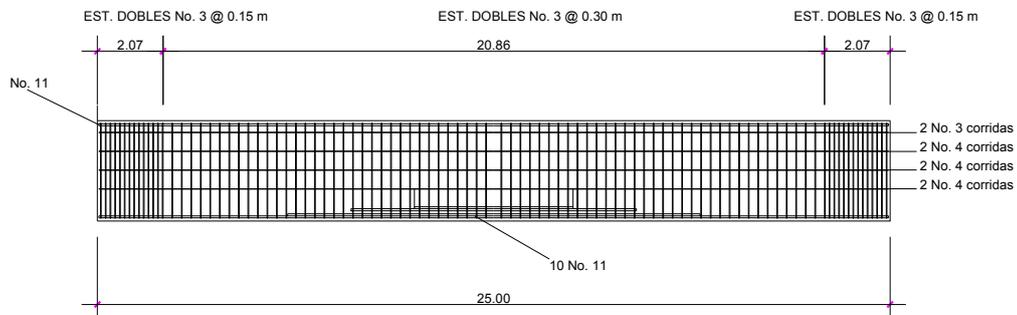
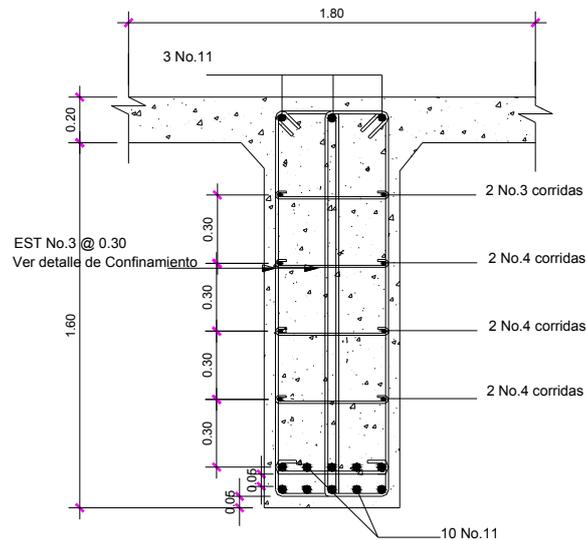


Figura 30. Armado de viga Interior



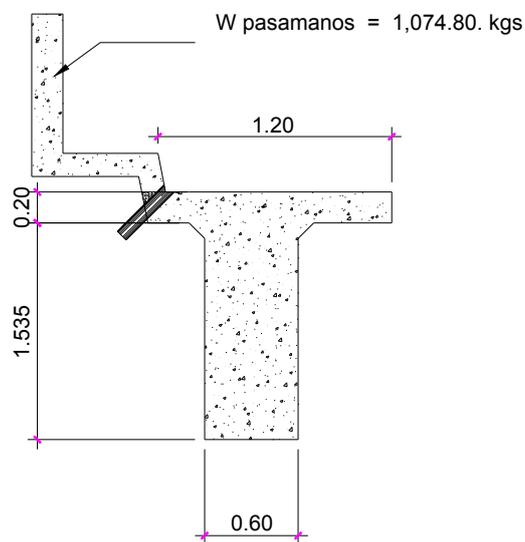
DETALLE DE ARMADO DE VIGA INTERIOR

ESCALA 1/20

2.8.6.2 Diseño de viga exterior

El cálculo del peso propio de la viga exterior incluyendo su filete o espesor de losa se hizo con base en la siguiente figura:

Figura 31. Carga que soporta la viga exterior

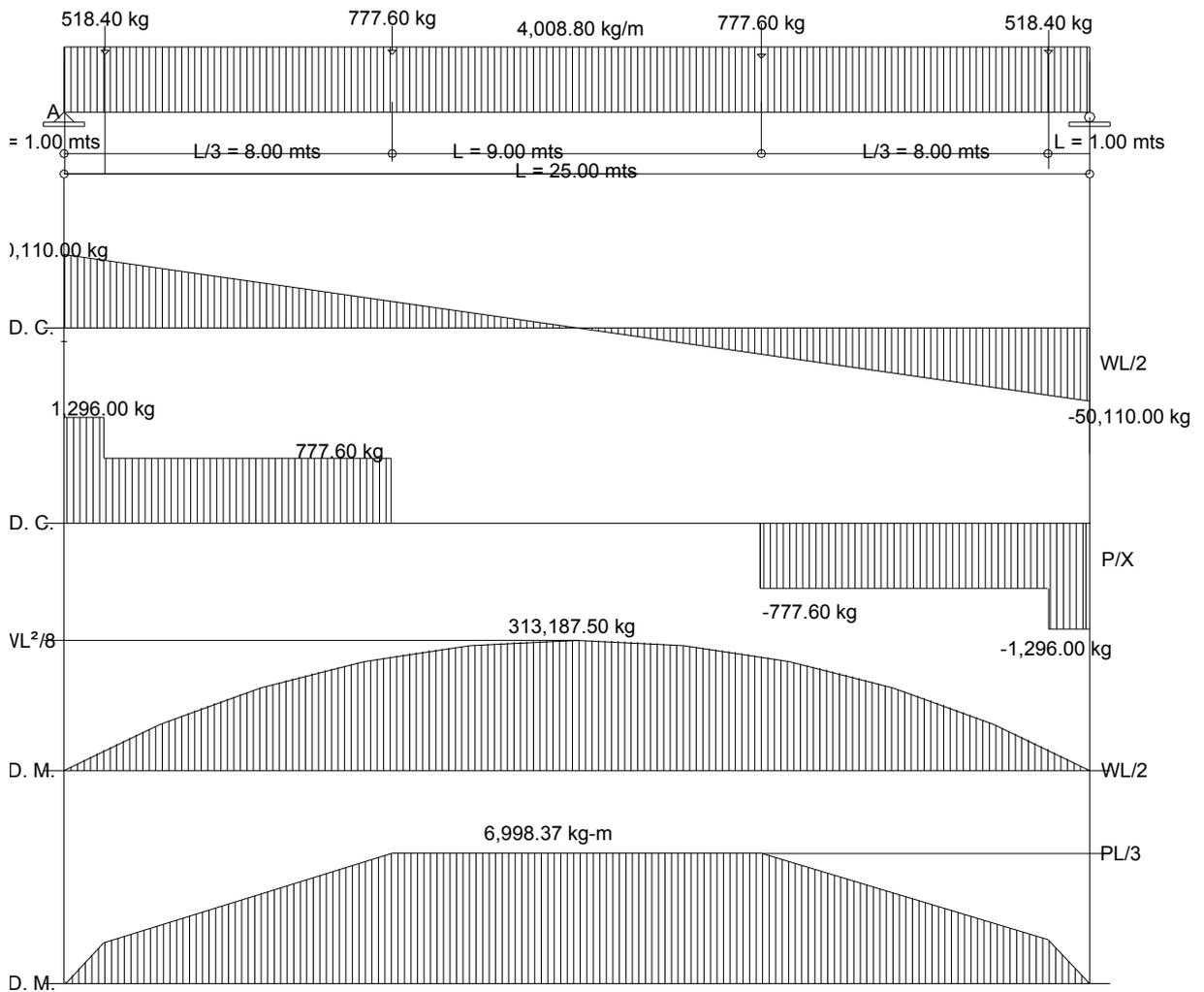


Cálculo de momentos viga exterior.

Momento por carga muerta para viga exterior

W_{losa}	$= 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 1.20 \text{ m} =$	576.00 kg/m
W_{asfalto}	$= 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05 \text{ m} * 1.20 \text{ m} =$	126.00 kg/m
W_{viga}	$= 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.60 \text{ m} * 1.55 \text{ m} =$	$2,232.00 \text{ kg/m}$
$W_{\text{pasamanos}}$	$=$	$\underline{1,074.80} \text{ kg/m}$
	$W_{\text{viga}} =$	$4,008.80 \text{ kg/m}$

Figura 32. Diagrama de carga, corte y momento en viga exterior, debido al peso del diafragma



Momento por carga muerta para viga exterior

$$M_{\max.} = \frac{(W) \times (L)^2}{8} + P_{\text{diaf}}$$

$$M_{\max.} = \frac{(4,008.80) \times (25)^2}{8} + \frac{(777.60) \times (25)}{3} + (518.40) \times (1)$$

$$M_{\max.} = 320,185.90 \text{ kg-m}$$

Momento producido por la carga viva para viga exterior

El momento producido por carga viva para la viga exterior será el mismo momento de la viga interior, con la única excepción, que el factor de la sobrecarga para esta viga, será el doble del factor de la viga interior; el factor de impacto y frenado no cambian en lo absoluto.

Cálculo de momento último para viga exterior

$$M_u = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} + Ff + I + SC) \right]$$

$$M_u = 1.3 \left[320,185.90 + \frac{5}{3} (40,380.32 * 1.24 * 1.98) \right]$$

$$\mathbf{M_u = 631,048.82 \text{ Kg-m}}$$

Cálculo de cuantía de acero para flexión en vigas

Cálculo del peralte efectivo. (Asumiendo varilla No. 11), tomando en cuenta que el peralte de la viga exterior disminuirá 2 cm por cada metro lineal del eje transversal de la carretera hacia la viga exterior, esto debido al bombeo del 2%.

Datos

$$M_u = 63,104,882 \text{ kg-cm}$$

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

$$d = 146.67 \text{ cm.}$$

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

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Con lo que se obtiene:

$$A_{s_{\text{minimo}}} = 29.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{maximo}}} = 136.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{requerido}}} = 126.31 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero requerido excede en una mínima parte del área de acero máximo, no es necesario reforzar a compresión; entonces con el área de acero requerido = 136.57 cm^2 , se nota que se usarán barras 14 No. 11

Refuerzo adicional

ACI especifica que no se deben dejar espacios mayores de 30 cms entre las varillas de acero, por lo que debe de agregarse un refuerzo adicional en la zona intermedia de la viga y se calcula de la siguiente manera.

$$\text{As temp.} = \frac{(1.61)(153.5)}{30} = 8.24 \text{ cms}^2$$

Este refuerzo se cubrirá con 2 No. 3 + 6 No. 4

Se colocarán 14 No. 11 en la cama inferior, y refuerzo por temperatura 2 No. 3 + 6 No. 4 a cada 30 cms de altura de la viga + estribos No. 3 @ 0.30 m; en la cama superior se colocarán tres varillas No. 11, correspondientes al acero mínimo.

b) Cálculo de esfuerzos cortantes para viga exterior

Cortante por carga muerta para viga exterior

$$W_{\text{Total Viga Int.}} = 4,008.80 \text{ kg/mt}$$

$$P = 777.60 \text{ kgs (Peso del diafragma interior como carga puntual)}$$

$$P = 518.40 \text{ kgs (Peso del diafragma exterior como carga puntual)}$$

$$V_{cm} = \frac{(4,008.80) \cdot (25)}{2} + \frac{(777.60) \cdot (25)}{3} + (518.40) \cdot (1)$$

$$V_{cm} = 57,108.40 \text{ kg}$$

Corte por carga viva para viga exterior

El cortante producido por carga viva para la viga exterior será el mismo cortante de la viga interior, con la única excepción, que el factor de la sobrecarga para esta viga, será el doble del factor de la viga interior; el factor de impacto y frenado no cambian en lo absoluto.

Cálculo del corte último para viga exterior

$$V_u = 1.3 \left[V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} + Ff + I + SC) \right]$$

$$V_u = 1.3 \left[57,108.40 + \frac{5}{3} (7,209.97 \cdot 1.24 \cdot 1.98) \right]$$

$$V_u = 112,595.08 \text{ Kg}$$

Corte que resiste el concreto.

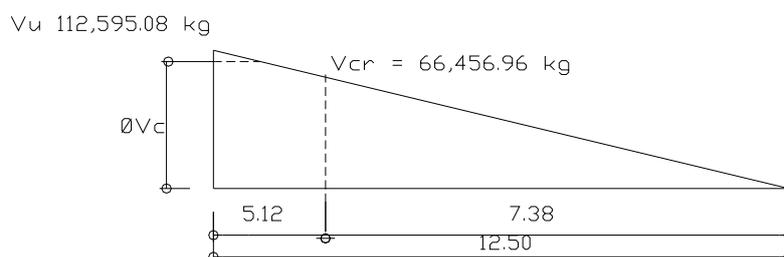
$$V_{cr} = (\phi) \cdot (0.53) \cdot \sqrt{F'c} \cdot (b) \cdot (d)$$

$$V_{cr} = 0.85 \cdot (0.53) \cdot \sqrt{281} \cdot (60) \cdot (146.67)$$

$$V_{cr} = 66,456.96 \text{ Kgs.}$$

Cálculo de cuantía de acero para corte en viga exterior

Figura 33. Diagrama de corte para diseño de viga exterior



Cálculo de separación de estribos para $\emptyset V_c = 112,595.08 \text{ kg}$:

$$\frac{X}{66,456.96} = \frac{12.50}{112,595.08}$$

$$X = \frac{12.50 * (66,456.96)}{112,595.08} = 7.38 \text{ m}$$

Habiendo encontrado la distancia $X = 7.38 \text{ m}$, se procederá a colocar estribos con reparamiento $S = d/2$, ya que para dicha distancia resiste el corte del concreto. Y en la distancia restante $X' = 5.12 \text{ m}$ se procederá a buscar el confinamiento correspondiente.

Asumiendo varilla número 3 (área = 0.71 cm^2), se procederá a poner Est. No. 3 @ 0.13 m en un espacio de 5.12 m , en ambos extremos. Y en el espacio intermedio se pondrán Est. No. 3 @ 0.30 m , ya que $S=d/2$ (0.77 m) sobre pasa

Figura 34. Diagrama de confinamiento en viga exterior

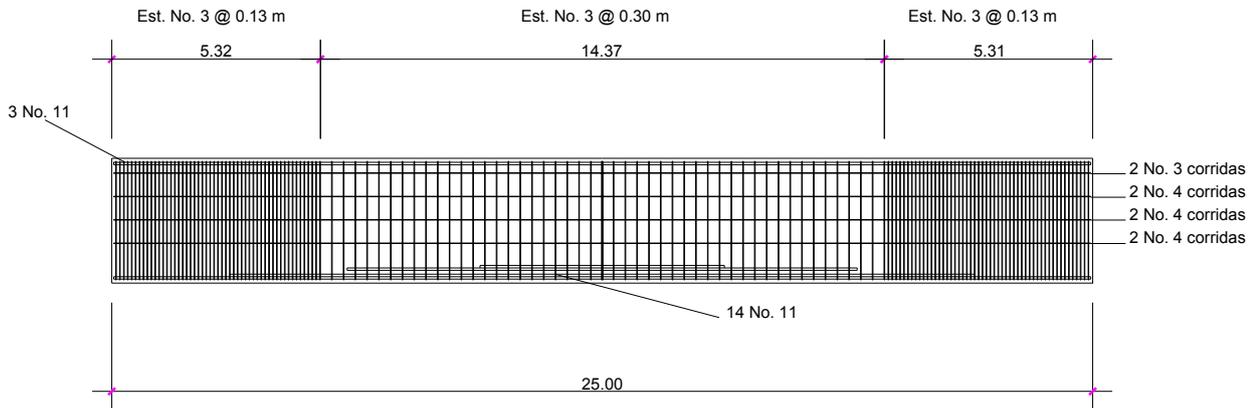
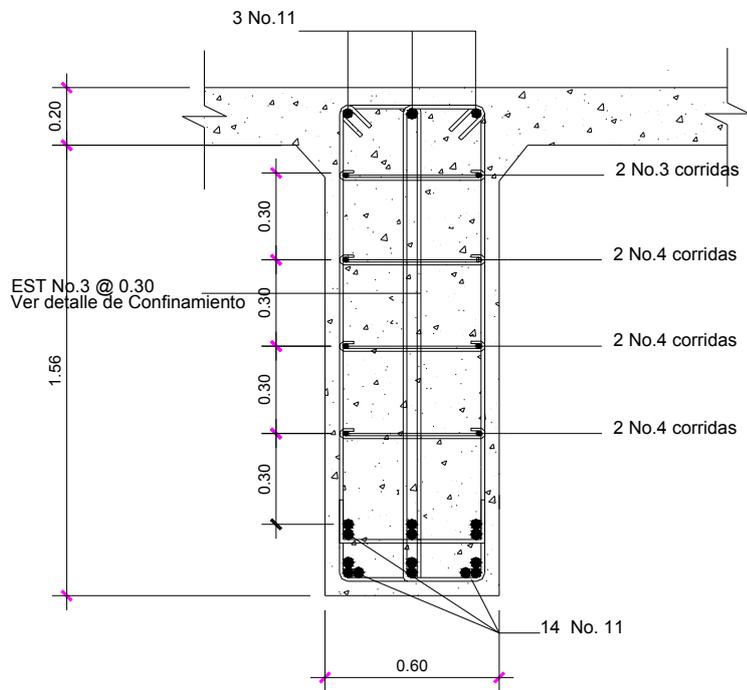


Figura 35. Armado de viga exterior



DETALLE DE ARMADO DE VIGA EXTERIOR

ESCALA 1/20

2.8.7 Diseño do apoyos de neopreno

Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza Shore 60 reforzados con placas metálicas. El esfuerzo máximo permisible por compresión se obtiene mediante la fórmula:

$$\sigma_r = \frac{8 * a * b}{t * (a + b)} ; \text{ para apoyos fijos y móviles}$$

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0.5 \text{ apoyos móviles o libremente apoyados.}$$

El esfuerzo máximo permisible recomendado es de 100 kg/cm².

Donde:

ΔL = máximo desplazamiento horizontal

a, b = dimensiones del apoyo

σ_f = esfuerzo admisible del acero (Esfuerzos de trabajo)

σ_r = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo

σ_a = esfuerzo a compresión del apoyo

t = espesor de una lámina (1.5 cm)

T = espesor total del elastómero

Datos:

L = 25 m

a = 50 cm

b = 30 cm

R = 112.595 ton (por viga)

M_{CM} = 320.18 ton-m

M_{CV+I} = 99.14 ton-m

T = 4.5 mm

- **Revisando el esfuerzo por compresión**

$$\sigma_r = \frac{8 * 50 * 30}{1.5 * (50 + 30)} = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{112,595}{50 * 30} = 75.06 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo no sobrepasa el máximo recomendable de 100 Kg/cm² ($\sigma_r < \sigma_a$).

Para apoyo simple o apoyo móvil se debe cumplir que $\frac{\Delta L}{T} \leq 0.50$.

- **Cálculo del desplazamiento horizontal (L = 25.00 m)**

Deformación total por esfuerzo, se utiliza la ley de Hooke $\sigma_f = 1,700$ Kg/cm²:

$$\Delta_{eT} = \frac{\sigma_f}{E} * L$$

$$\Delta_{eT} = \frac{1,700 \text{ Kg/cm}^2}{2.1E6 \text{ Kg/cm}^2} * 2,500 \text{ cm} = 2.02 \text{ cm}$$

Deformación por carga muerta:

$$\Delta_{eCM} = \frac{\Delta eT * M_{CM}}{M_{CM} + M_{CV+I}}$$

$$\Delta_{eCM} = \frac{2.02 * 320.18}{320.18 + 99.14} = 1.54 \text{ cm}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida:

$$\Delta_c = 0.000165 * L = 0.4125 \text{ cm}$$

Deformación por temperatura:

$$\Delta_t = 0.000011 * D^\circ * L = 0.000011 * 10 * 2,500 = 0.275 \text{ cm}$$

- **Deformaciones máximas**

$$\text{Contracción} = \Delta e_{CM} - (\Delta_c + \Delta_t) = 1.54 - (0.4125 + 0.275) = 0.8525 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = (\Delta_{eT} + \Delta_t) - \Delta_c = (2.02 + 0.275) - 0.4125 = 1.88 \text{ cm}$$

$$\text{Máximo desplazamiento horizontal del apoyo} = \Delta L = 1.88 \text{ cm}$$

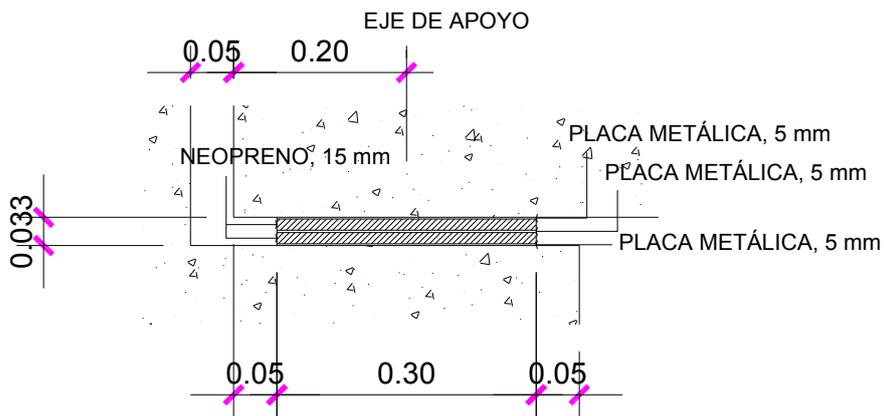
- **Espesor apoyos**

Se usan 2 placas de elastómero de 15 mm + tres placas de acero de 5 mm

$$T = 45 \text{ mm} = 4.5 \text{ cm.}$$

$$\frac{\Delta L}{T} = \frac{1.88}{4.5} = \mathbf{0.417} \leq \mathbf{0.50}$$

Figura 36. Detalle de apoyos de neopreno



LA UNIÓN ENTRE LAS PLANCHAS DE NEOPRENO Y LAS PLACAS METÁLICAS DEBERÁ HACERSE CON UN PEGAMENTO QUE EVITE SU SEPARACIÓN
DIMENSIONES: 30 x 50 x 1.5 cms., DUREZA 60

LOS APOYOS DE NEOPRENO DEBEN COLOCARSE EN UNA SOLA ENVOLTURA CONTENIENDO TANTO LAS PLACAS DE NEOPRENO COMO LAS PLACAS METÁLICAS QUE LAS SEPARAN, EL ESPESOR TOTAL ES DE 4.5 cm.

2.9 Diseño de la subestructura

2.9.1 Diseño de viga de apoyo para estribo en voladizo

Se deberán considerar las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales, debido a: sismo (S), fuerza longitudinal (LF) y presión del suelo (E).

a) Fuerzas que hay que tomar en cuenta para el diseño

- **Fuerzas ocasionadas por el empuje del suelo.**

Esob = Es la sobrecarga de 0.61 m aplicada al centro de la cortina

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

$$\mathbf{E = Esob + Es}$$

- **La fuerza longitudinal (LF)**, AASHTO 3:9.1. será la producida por las llantas de un camión o trailer en el terraplén o aproche, la cual es transmitida a la cortina de la viga de apoyo de la manera siguiente:

P = Peso del camión y actúa a 1.83 m sobre el piso y de manera que el brazo es 1.83 m + H

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

- **Sobrecarga**

Según AASHTO 3:20. se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 0.61 m de alto, con una presión de 480kg/m³.

$$\mathbf{Sob = 480kg/m^3 * 0.61 m}$$

El empuje de la cortina (F) se deberá calcular como el empuje de la sobrecarga calculado a 0.61 m, a lo largo de todo el alto de la misma, más el empuje de la sobrecarga en la base de la cortina aplicado al centro de la misma.

$$F = Sob*H + Sobc*H/2$$

El sismo hay que calcularlo como %W y aplicarlo al centro de la cortina. Finalmente, cuando hay sismo se deberá comparar las fórmulas del grupo III y las del grupo VII para aplicar la más crítica de las dos.

- **Fuerza que produce el sismo.**

$$S = \%W \quad (W = \text{peso de la cortina})$$

El factor de sismo a usar en este caso será del 10%

- **Para momentos**

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

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

En donde:

Esob = Sobrecarga de 0.61 m aplicada al centro de la cortina

Es = Carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina

LF = Fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina

S = Fuerza de sismo aplicada al centro de la cortina

· **Para corte:**

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

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

En donde:

F = Empuje

LF = Fuerza longitudinal

S = Sismo

La cortina de la viga de apoyo no deberá ser menor de 30 cm de espesor y se diseña a flexión y corte, de acuerdo con las fórmulas de los grupos III y VII, tomando la mayor de las dos (incluye sismo).

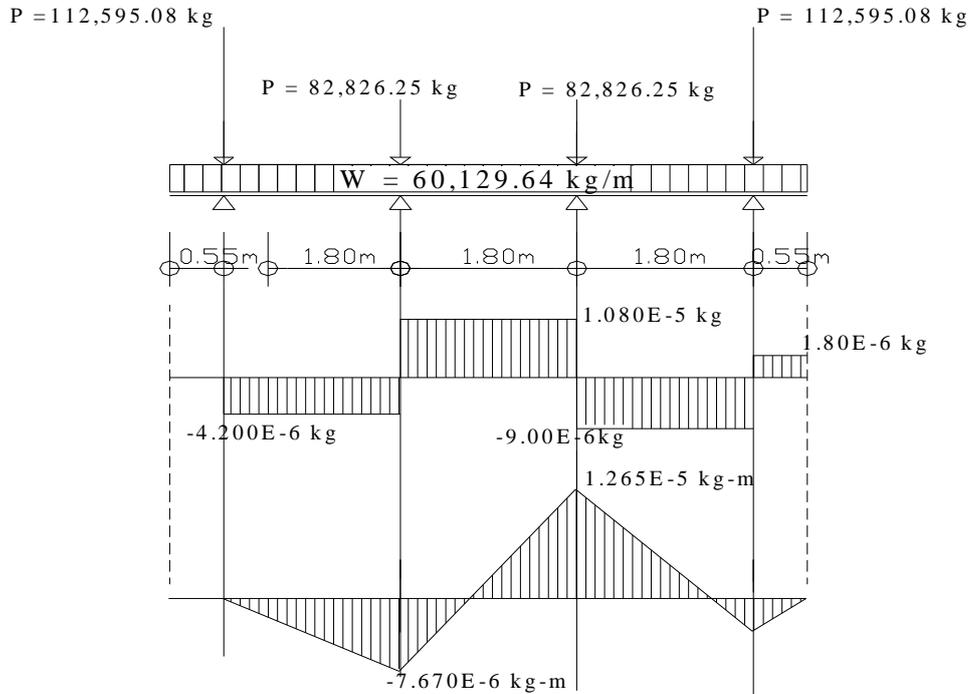
La base de la viga de apoyo no podrá ser menor de 40 cm. Se coloca refuerzo longitudinal por temperatura y se deberá chequear aplastamiento y colocarle el acero mínimo.

$$A_{Smin} = (14.1/F_y) * b * h$$

El refuerzo deberá colocarse de manera que no esté espaciado a más de 40 cm y para el refuerzo transversal; se colocan estribos de acero corrugado a no menos de H/2.

A continuación se presentan los diagramas de cargas, corte y momento, necesarios para el cálculo del refuerzo de la viga de apoyo. Se determinan el esfuerzo máximo para el diseño de estribos y el momento máximo para el diseño por flexión.

Figura 37. Diagrama de carga, corte y momento en viga de apoyo



Cálculo de refuerzo por flexión

Se utilizará el Asmin, el refuerzo equivalente No. 6 @ 0.15 m, distribuido en la viga de apoyo.

Cálculo de refuerzo por corte

Diseñar a refuerzo mínimo y espaciamiento máximo. Utilizar estribo No. 3 a cada 0.25 m.

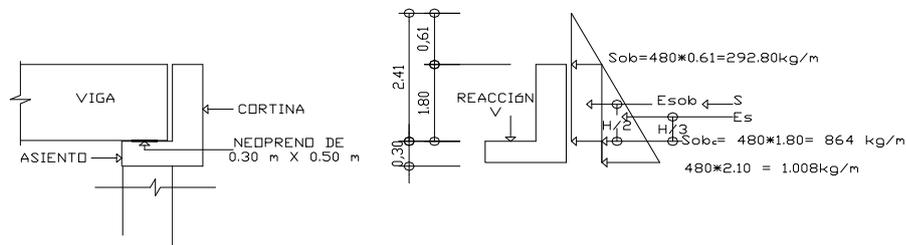
2.9.2 Diseño de cortina para estribo en voladizo

Se presume que la cortina está empotrada sobre el asiento o base de la viga de apoyo. Las fuerzas que intervienen son:

a) Empuje de tierra

Según AASHTO 3.20., se considera una sobrecarga del suelo con un equivalente líquido de 0.61 m de alto, con una presión de 480 kg/m³. Para el peso del suelo se toma el equivalente líquido de 480 kg/m² y una base de 100 cm.

Figura 38. Geometría y diagrama de presiones de la cortina, en viga de apoyo de estribo



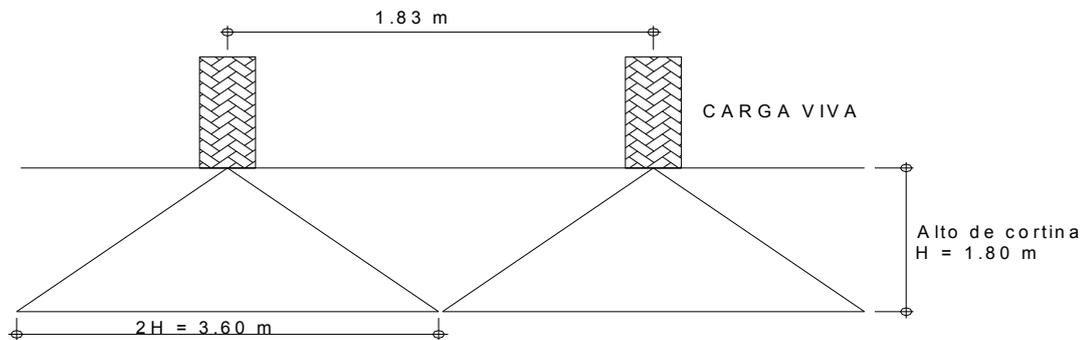
$E_{\text{Sobrecarga}} = E_{\text{sob}} = \text{Carga equivalente del rectángulo aplicado a } H/2$

$$\begin{aligned}
 F = \text{Empuje} &= (E_{\text{sob}} + E_{\text{s}}) = 292.80 * 1.80 + 864.00 * 1.80 / 2 \\
 &= 527.04 + 777.60 = 1,304.64 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

b) Fuerza longitudinal (FL)

Según AASHTO 1.2.13., la fuerza longitudinal debe ser el 5% de la carga viva, y su centro de gravedad se supone a 1.83 m sobre la rodadura.

Figura 39. Fuerza longitudinal en viga de apoyo de estribo



$$FL = \frac{5\% \cdot (P_{H15})}{2 \cdot H}$$

$$FL = \frac{0.05 \cdot (5,455 \cdot 1.24 \cdot 2)}{2 \cdot (1.80)} = 187.89$$

El brazo donde actúa la FL será $1.83 + H$; entonces el brazo será igual a 3.63 m

c) Fuerza de sismo (S)

El coeficiente sísmico dependerá del cálculo efectuado para el sitio. Siguiendo las especificaciones, para este caso se usará un coeficiente sísmico del 10% y se aplicará al centro de la cortina.

$$W_{\text{cortina}} = 0.30 \cdot (1.80) \cdot (2,400) \cdot 1 \text{ m} = 655.20 \text{ kg}$$

$$W_{\text{sismo}} = 0.10 \cdot (655.20)$$

$$W_{\text{sismo}} = 65.52 \text{ kg}$$

d) Combinación de cargas

Lo especificado en AASHTO 3.22.1a. Se aplica en este caso:

Para momento.

$$\text{Grupo III} = 1.3*(E_{sob} + E_s + FL)$$

$$\text{Grupo III} = 1.3*\{ 527.04*(1.80/2) + 777.6*(1.80/3) + 187.89* (3.63) \}$$

$$\text{Grupo III} = 2,109.82 \text{ kg-m/m}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3*(E_{sob} + E_s + \text{Sismo})$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3*\{ 527.04*(1.80/2) + 777.6*(1.80/3) + 65.52* (0.90) \}$$

$$\text{Grupo III} = 1,299.82 \text{ kg-m/m}$$

Para corte.

$$\text{Grupo III} = 1.3*(F + FL)$$

$$\text{Grupo III} = 1.3*(1,304.64 + 187.89)$$

$$\text{Grupo III} = 1,940.29 \text{ kg-m/m}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3*(F + \text{Sismo})$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3*(1,304.64 + 65.52)$$

$$\text{Grupo VII} = 1,781.208 \text{ kg}$$

De los grupos calculados, el mayor corresponde al grupo III:

$$M_{\max} = 2,109.82 \text{ kg-m/m}$$

$$V_{\max} = 1,940.29 \text{ kg}$$

e) Cálculo de refuerzo

Refuerzo por flexión. (Asumiendo No. 5)

Datos

$$M_u = 210,982 \text{ kg} - \text{cm}.$$

$$D = 26.67 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$F'_c = 281 \text{ kg/cm}$$

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}$$

Se obtiene

$$A_s \text{ min} = 8.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ req} = 2.10 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = 38.15 \text{ cm}^2$$

Se usará el área de acero mínimo, y se propone varilla No 5, por lo que se utilizará:

No.5 @ 20 cm

Refuerzo por temperatura:

$$A_s = 0.002 * (b) * (d) = 5.334 \text{ cm}^2$$

Se usara varillas No.4 @ 20 cm

Chequeo por corte:

$$V_{cr} = 0.85 * (0.53) * (f'_c)^{1/2} * (b) * (d)$$
$$V_{cr} = 0.85 \times 0.53 \times (281)^{1/2} * 100 * 26.67$$
$$V_{cr} = 20.14 \text{ ton}$$

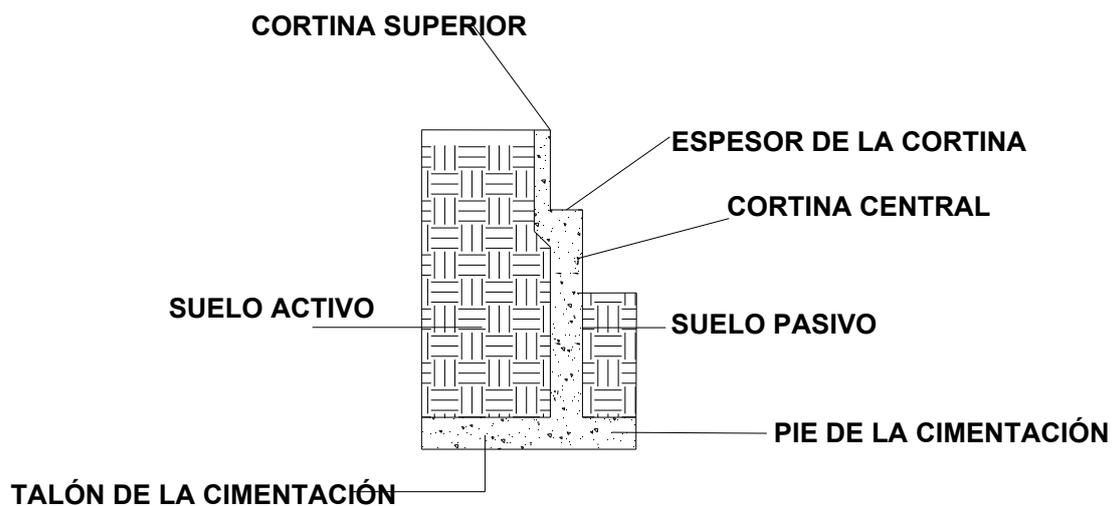
$$V_u = 1.94 \text{ menor que } V_{cr} = 20.14$$

Si resiste el corte actuante

2.9.3 Diseño de estribos en voladizo

Los estribos de entrada y salida que se utilizarán para el diseño del puente son del tipo muro en voladizo fundido en sitio. Cada estribo estará constituido por un muro frontal y dos aleros. El muro frontal soportará la carga del sistema de superestructura independientemente de los aleros, los cuales servirán, únicamente, como muros de contención de las tierras para que el material de relleno del terraplén no se derrame hacia el cauce del río.

Figura 40. Partes que componen un muro en voladizo



a) Integración de cargas

Para el diseño estructural de un estribo es necesario tomar en consideración algunas cargas, como:

- Carga muerta
- Carga viva

- Carga de impacto
- Carga de sismo
- Empuje de tierras

b) Cálculo de momentos

Carga muerta que soporta el estribo

La carga muerta que soporta el estribo es la proveniente de la superestructura; por lo que se obtiene.

Wlosa	=	2,400	kg/m ³ *	0.20	m	*	6.50	m	*	25.00	m	=	78,000.00	kg/m						
Wasfalto	=	2,100	kg/m ³ *	0.05	m	*	6.50	m	*	25.00	m	=	17,062.50	kg/m						
Wvigas	=	2,400	kg/m ³ *	1.60	m	*	0.60	m	*	25.00	m	*	4.00	m	=	<u>230,400.00</u>	kg/m			
Wdiag ext.	=	2,400	kg/m ³ *	0.80	m	*	0.30	m	*	1.20	m	*	3.00	m	*	2.00	m	=	<u>4,147.20</u>	kg/m
Wdiag int.	=	2,400	kg/m ³ *	1.20	m	*	0.30	m	*	1.20	m	*	3.00	m	*	2.00	m	=	<u>6,220.80</u>	kg/m
Wbarandal	=	1,074.80											=	<u>1,074.80</u>	kg/m					
														Wviga	=	336,905.30	kg/m			

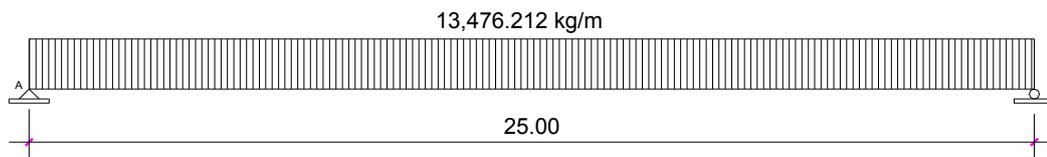
Peso total de superestructura de 25 mts = 336,905.30 kgs

Peso de la superestructura como carga distribuida.

$$W = \frac{(336,905.30)}{25} = 13,476.212 \text{ kg/m}$$

Momento por carga muerta

Figura 41. Diagrama carga muerta actuante en estribo

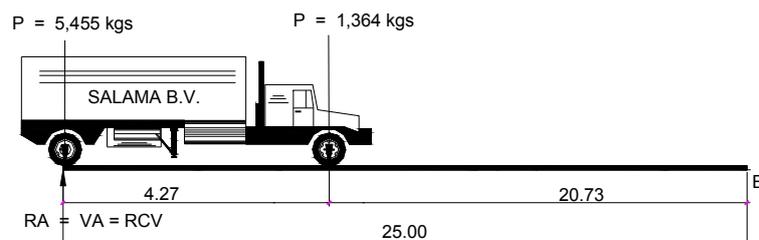


$$R_a \cdot (25) = 13,476.212 \cdot (25) \cdot (25/2)$$

$$R_a = 168,452.65 \text{ kg-m}$$

Corte por carga viva

Figura 42. Diagrama de carga viva actuante sobre estribo



$$R_{cv} \cdot (25) = 5,455 \cdot (25) + 1,364 \cdot (20.73)$$

$$R_{cv} = 6,586.0288 \text{ kg}$$

La carga total que soportará la subestructura en el apoyo (A) será entonces la sumatoria de la reacción ocasionada por la carga muerta más la reacción ocasionada por la carga viva, más el impacto ($I = 0.24$)

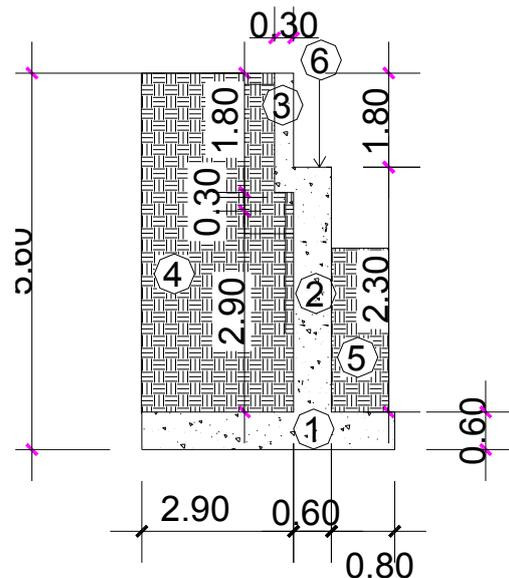
Carga total que soporta el apoyo ocasionada por la carga muerta y la carga viva de la superestructura, la cual corresponde a.

$$R_{\text{total}} = 176,619.3257 \text{ kg}$$

c) Dimensionamiento de estribo

Para el dimensionamiento del estribo, es necesario calcular el peso total y el momento respecto del punto "A" de acuerdo con la distribución geométrica de la siguiente figura:

Figura 43. Dimensionamiento del estribo



Los coeficientes de empuje activo y pasivo son:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} \quad \Rightarrow \quad K_a = \frac{1 - \text{sen}(18.31)}{1 + \text{sen}(18.31)} \quad \Rightarrow \quad K_a = 0.52$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi)}{1 - \text{sen}(\phi)} \quad \Rightarrow \quad K_p = \frac{1 + \text{sen}(18.31)}{1 - \text{sen}(18.31)} \quad \Rightarrow \quad K_p = 1.92$$

La AASTHO, en el artículo 1.2.19 especifica una sobrecarga que corresponda a una altura de tierra adicional, a la del diseño, de 0.61 mts

$$Sc = (Ka) (\gamma_s) (ht)$$

$$Sc = (0.61) (1.43) (0.52)$$

$$Sc = 0.295 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo de las cargas totales de los diagramas de presión:

$$P_{\text{pasiva}} = \frac{(K_p) (\gamma_s) (h^2)}{2} = \frac{(1.92) (0.93) (2.90)^2}{2} = 7.51 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{activa}} = \frac{(K_a) (\gamma_s) (H^2)}{2} = \frac{(0.52) (0.93) (5.60)^2}{2} = 7.58 \text{ ton/m}$$

$$P_{\text{sobrecarga}} = (Sc) (H) = 0.52 (0.295) (0.61) = 0.86 \text{ ton/m}$$

Los momentos al pie del muro serán:

$$M_{\text{pasivo}} = (P_{\text{pasiva}}) (h/3) = (7.51) (2.90/3) = 7.26 \text{ ton - m}$$

$$M_{\text{activa}} = (P_{\text{activa}}) (H/3) = (7.58) (5.6/3) = 14.15 \text{ ton - m}$$

$$M_{\text{sobrecarga}} = (P_{\text{sb}}) (H/2) = (0.86) (5.60/2) = 2.41 \text{ ton - m}$$

Figura	Área m ²	ton/m ³	Peso (Ton)	Brazo (m)	Momento (ton- mt)
1	2.58	2.4	6.19	2.15	13.3085
2	1.92	2.4	4.608	1.1	5.0688
3	0.63	2.4	1.512	1.55	2.3436
4	13.87	0.93	12.90	2.85	36.7650
5	1.84	0.93	1.7112	0.4	0.68448
6			177.05	1.1	194.755
			203.9712		252.925

Resumen

$$\mathbf{Mt} = 252.93 \text{ ton} - \text{mt} \quad \mathbf{Mpas} = 7.26 \text{ ton} - \text{mt} \quad \mathbf{Mac} = 14.15 \text{ ton} - \text{mt}$$

$$\mathbf{Wt} = 203.97 \text{ ton} \quad \mathbf{Ppas} = 7.51 \text{ ton/mt} \quad \mathbf{Pac} = 7.58 \text{ ton/mt}$$

$$\mathbf{Msc} = 2.41 \text{ ton} - \text{mt}$$

$$\mathbf{Psc} = 0.86 \text{ ton}$$

Revision de estabilidad contra volteo

$$FV = \frac{\sum Mt}{\sum Ma} = \frac{Mt + Mpas}{Mac + Msc} \geq 1.5$$

$$FV = \frac{7.26 + 252.93}{14.15 + 2.41} = 15.71 \geq 1.5$$

Revision de estabilidad contra deslizamiento

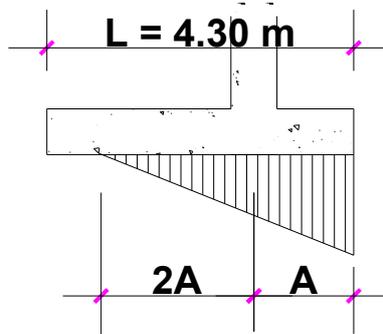
$$Fdes = \frac{Ppas + \phi^*(Wt)}{Pac + Psc} \geq 1.5$$

$$Fdes = \frac{7.51 + 0.4*(203.97)}{7.58 + 0.86} = 10.56 \geq 1.5$$

Chequeo de presión máxima bajo la base del muro

El esfuerzo admisible o capacidad de carga admisible de la cimentación es de 32,900 Kg / m² .

Figura 44. Distancia de actuación de cargas verticales



La presión máxima se da en el punto "B", en la base del muro

$$a = \frac{\sum M}{\sum W} = \frac{M_{pas} + M_t - M_{ac} - M_{sc}}{W_t}$$

$$a = \frac{\sum M}{\sum W} = \frac{7.26 + 252.93 - 14.15 - 2.41}{203.97} = 1.19$$

$$3A = 3.57 < 4.30 = L$$

Como 3A es menor que la base del estribo, las presiones en el terreno serán:

$$q_{\max} = \frac{W}{3/2 \cdot (A \cdot b)} = \frac{(2) \cdot (203.97)}{(3) \cdot (1.19) \cdot (4.30)} = 26.57 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\max} = 26.57 \text{ ton/m}^2 < V_s = 32.9 \text{ ton/m}^2$$

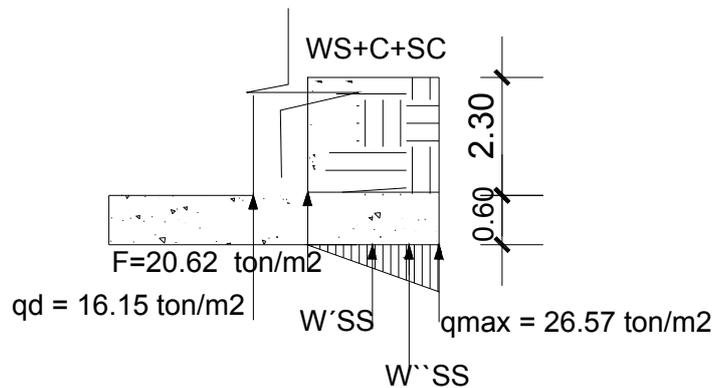
Como se pudo ver en los tres chequeos, chequeo por volteo, deslizamiento y por asentamiento (presiones), las dimensiones del estribo propuesto satisfacen los requerimientos de seguridad estructurales.

d) Diseño estructural de los elementos del estribo

i. Diseño del pie de la zapata

Para el diseño de este elemento, se encuentra la fuerza actuante en el rostro del pie “F”; también se calcula la fuerza actuante del talón “ $q_{\text{diseño}}$ ”

Figura 45. Diagrama de fuerzas sobre la zapata del estribo



La presión a rostro del diente es:

$$\frac{F}{2.77} = \frac{q_{\text{max}}}{3.57}$$

$$F = \left(\frac{26.57}{3.57} \right) (2.77) \rightarrow F = 20.62 \text{ ton/m}^2$$

$$\frac{q_{\text{diseño}}}{2.17} = \frac{q_{\text{max}}}{3.57}$$

$$q_{\text{diseño}} = \left(\frac{26.57}{3.57} \right) (2.17) \rightarrow q_{\text{diseño}} = 16.15 \text{ ton/m}^2$$

Chequeo por corte

Fuerzas que actúan en el pie de la zapata

$$\begin{aligned}W_{s+c} &= W_{\text{suelo}} + W_{\text{cimiento}} + S_c \\W_{s+c} &= 0.60 \cdot (0.80) \cdot (2.4) + 2.30 \cdot (0.80) \cdot (0.93) + 0.86 \\W_{s+c} &= 3.72 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W''_{ss} &= (F \cdot L) \\W'_{ss} &= 20.62 \text{ ton/m}^2 \cdot (0.80 \text{ m}) = 16.50 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}W''_{ss} &= (q_{\text{máxima}} - F) \cdot (L/2) \\W''_{ss} &= (26.57 - 20.62) \cdot (0.80/2) = 2.38 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

Encontrando el cortante último

$$\begin{aligned}V_u \text{ rostro} &= 1.7 \cdot (W'_{ss} + W''_{ss} - W_{s+c+sc}) \\V_u \text{ rostro} &= 1.7 \cdot (16.50 + 2.38 - 3.72) = 25.77 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

Corte que resiste el concreto

$$\begin{aligned}V_{cr} &= 0.85 \cdot (0.53) \cdot (f'_c)^{1/2} \cdot (b) \cdot (d) \\V_{cr} &= 0.85 \times 0.53 \times (281)^{1/2} \times 100 \times 50.73 \\V_{cr} &= 38.31 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

El corte resistido por el concreto es mayor al corte último, por lo que se demuestra que sí resiste el corte actuante.

Chequeo por flexión

$$Mu \text{ rostro} = 1.7 [W'_{ss} * (L_{pie}/2) + W''_{ss} * (2/3) L_{pie} - W_{s+c} * (L_{pie}/2)]$$

$$Mu \text{ rostro} = 1.7 [16.50 * (0.80/2) + 2.38 * (2/3) * 0.80 - 3.72 * (0.80/2)]$$

$$Mu \text{ rostro} = 10.848 \text{ ton} - \text{m}$$

Datos

$$Mu = 1,084,826.67 \text{ kg} - \text{m}$$

$$D = 50.73 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

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

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene

$$As_{\text{min}} = 17.03 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{req}} = 5.69 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{max}} = 72.57 \text{ cm}^2$$

Se usará el área de acero mínimo, y se propone varilla No 8; por lo que se utilizará:

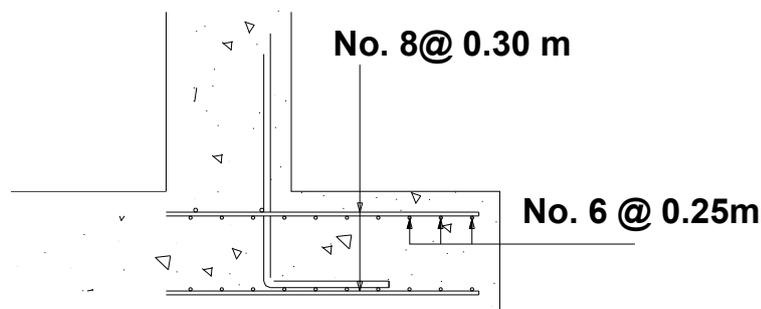
$$\text{No. 8} \cong 30 \text{ cms}$$

El resto del refuerzo se tomará por temperatura, asumiendo varilla No. 6:

$$As_{\text{tem}} = 0.002 * 100 * 50.73 = 10.15 \text{ cm}^2.$$

$$\text{No. 6 @ 0.25 m}$$

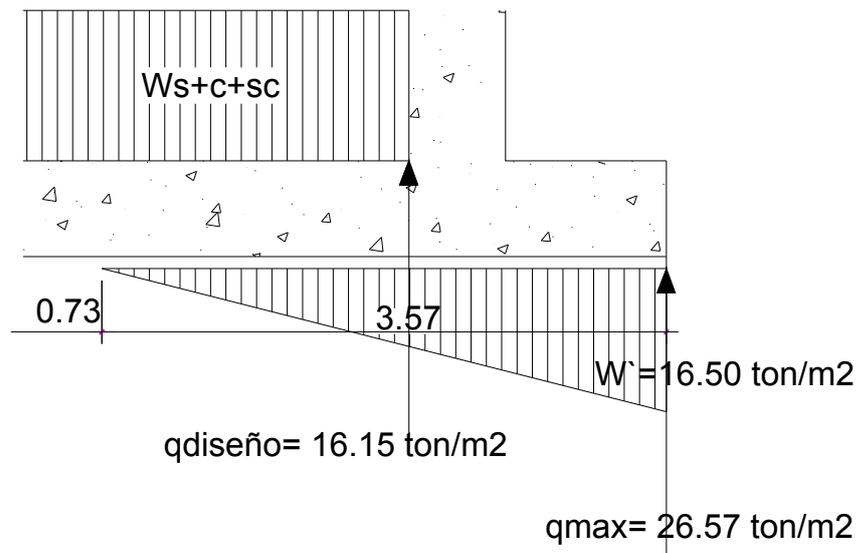
Figura 46. Detalle de armado del pie de la zapata



ii. Diseño del talón

Chequeo por corte

Figura 47. Fuerzas que actúan en el pie de la zapata



$$W_{s+c+sc} = W_{suelo} + W_{cimiento} + S_c$$

$$W_{s+c} = 2.90 \cdot (0.60) \cdot (2.4) + 2.90 \cdot (5.0) \cdot (0.93) + 0.86$$

$$W_{s+c} = 18.52 \text{ ton/m}$$

$$W'_{ss} = (q_{diseño}) \cdot (L/2)$$

$$W'_{ss} = 16.15 \text{ ton/m}^2 \cdot (2.17/2 \text{ m}) = 17.52 \text{ ton/m}$$

Encontrando el cortante último

$$V_{u \text{ rostro}} = 1.7 (W_{s+c+sc} - W_s)$$

$$V_{u \text{ rostro}} = 1.7 (18.52 - 17.52) = 1.7 \text{ ton/m}$$

Corte que resiste el concreto

$$\begin{aligned}V_{cr} &= 0.85 \cdot (0.53) \cdot (f'c)^{1/2} \cdot (b) \cdot (d) \\V_{cr} &= 0.85 \times 0.53 \times (281)^{1/2} \times 100 \times 50.73 \\V_{cr} &= 38.31 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

El corte último es despreciable, por lo que el corte del concreto sí resiste.

Chequeo por flexión

$$\begin{aligned}\text{Mu rostro} &= 1.7 [W_{s+c+sc} \times (L_{\text{talón}}/2) - W_s(1/3) \times L'] \\ \text{Mu rostro} &= 1.7 [18.52 \times (2.90/2) - 17.52(1/3) \times (2.17)] \\ \text{Mu rostro} &= 24.10 \text{ ton} - \text{m}\end{aligned}$$

Datos

$$\begin{aligned}\text{Mu} &= 2,410,804.00 \text{ kg} - \text{cm} \\ D &= 50.73 \text{ cm} \\ B &= 100 \text{ cm} \\ F'c &= 281 \text{ kg/cm}^2 \\ Fy &= 4,200 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Se obtiene

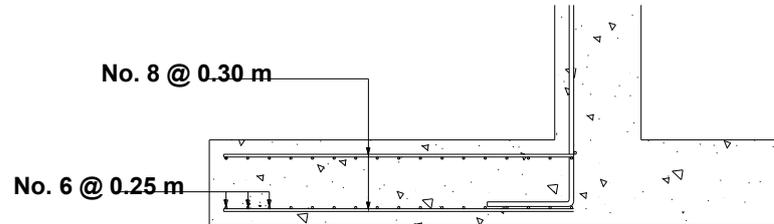
$$\begin{aligned}\text{As}_{\text{min}} &= 17.03 \text{ cm}^2 \\ \text{As}_{\text{req}} &= 12.73 \text{ cm}^2 \\ \text{As}_{\text{max}} &= 72.57 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Se usará el área de acero mínimo, y se propone varilla No 8, por lo que se utilizará No. 8 \cong 30 cms

El resto del refuerzo se tomará por temperatura, asumiendo varilla No. 6:

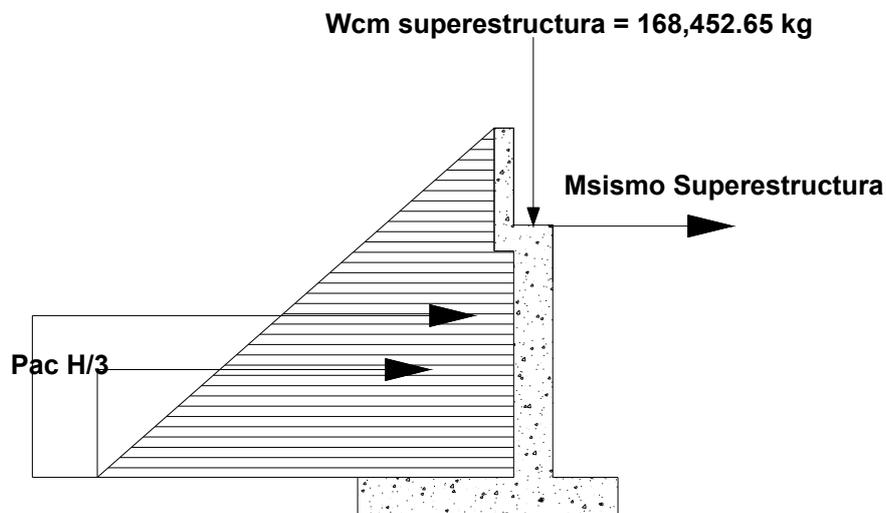
$$\begin{aligned}\text{As}_{\text{tem}} &= 0.002 \cdot 100 \cdot 50.73 = 10.15 \text{ cm}^2. \\ &\text{No. 6 @ 0.25 m}\end{aligned}$$

Figura 48. Detalle de armado del talón de la zapata



iii. Diseño de la cortina central

Figura 49. Diagrama de fuerzas que actúan en la cortina central del estribo



Cálculo de las cargas totales de los diagramas de presión

$$P'_{\text{activa}} = \frac{(K_a) \cdot (\gamma_s) \cdot (H^2)}{2} = \frac{(0.52) \cdot (0.93) \cdot (5.0)^2}{2} = 6.05 \text{ ton/m}$$

$$P'_{\text{sobrecarga}} = K_a \cdot (S_c) \cdot (H) = 0.52 \cdot (0.295) \cdot (5.0) = 0.77 \text{ ton/m}$$

- **Chequeo por corte**

$$\begin{aligned}V_u \text{ rostro} &= 1.7*(P'_{ac} + P'_{sc}) \\V_u \text{ rostro} &= 1.7*(6.05 + 0.77) = 11.59 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

Corte que resiste el concreto (Asumiendo varilla No. 10 y r = 8cms)

$$\begin{aligned}V_{cr} &= 0.85*(0.53)*(f'_c)^{1/2}*(b)*(d) \\V_{cr} &= 0.85 \times 0.53 \times (281)^{1/2} \times 100 \times 50.4125 \\V_{cr} &= 38.07 \text{ ton/m}\end{aligned}$$

El corte resistido por el concreto es mayor al corte último; por lo que se demuestra que sí resiste el corte actuante.

- **Diseño a flexión**

Carga de sismo

Esta carga no produce carga axial, sino que induce el momento; este momento depende del momento producido por la carga muerta del estribo y proviene de la superestructura, por lo que se estima un incremento en porcentaje, usando el mapa de macro zonificación de Guatemala.

Como se mencionó anteriormente, el sismo sólo incrementa el momento producido por la carga muerta.

$$M_{sismo} = (\text{peso cortina} \times \text{centroide} + \text{peso superestructura} \times \text{centroide}) * F\%$$

$$\begin{aligned}W_{cortina} &= 6.12 \text{ ton} \\W_{superest.} = R_{cm} &= 168,452.65 \text{ kg} = 168.45 \text{ ton} \\M_{sismo} &= (6.12*(5.0/2) + 168.45*(3.20)) * 0.10 \\M_{sismo} &= 55.434 \text{ ton - m}\end{aligned}$$

Encontrando el momento último incrementado por el sismo

$$Mu \text{ rostro} = 1.7 (Mac + Msc + Msismo)$$

$$Mu \text{ rostro} = 1.7 (6.05*(5.0/3) + 0.77*(5.0/2) + 55.434)$$

$$Mu \text{ rostro} = 114.65 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

Diseño a flexión

Datos

$$Mu = 11,465,196.67 \text{ kg} - \text{cm}.$$

$$D = 50.4125 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$F'c = 281 \text{ kg/cm}$$

$$Fy = 4,200 \text{ kg/cm}$$

Se obtiene

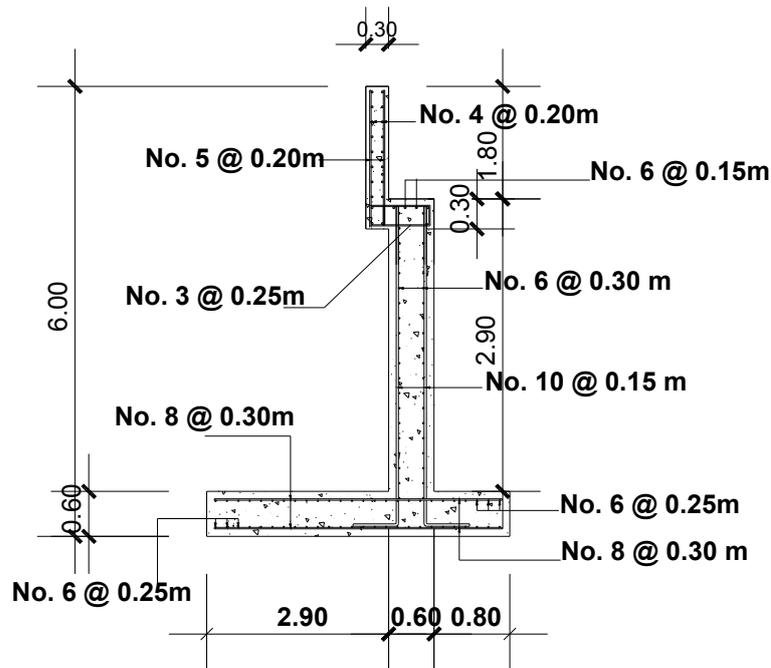
$$As \text{ min} = 16.92 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ req} = 68.28 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ max} = 72.11 \text{ cm}^2$$

Se usará el área de acero requerido = 68.28 cm² y varilla No. 10; por lo que se tiene: No. 10 @ 0.15 m, y acero longitudinal varilla No 6 @ 0.30 m

Figura 50. Armado final de estribo en voladizo

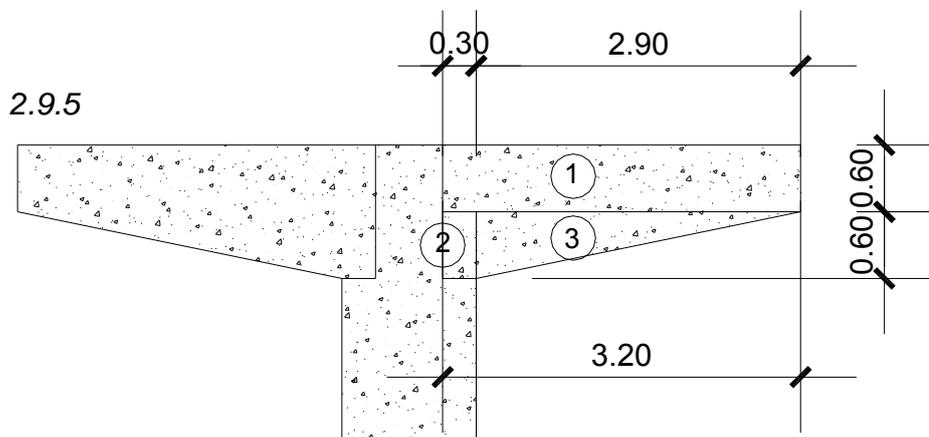


2.9.4 Diseño de viga de apoyo para pila central

Viga de apoyo

Como criterio de diseño se tomará la opción de un solo camión actuando al centro de la luz total del puente donde ocurriría la situación más crítica de la carga viva. Se diseñara como dos vigas de peralte variable en voladizo.

Figura 51. Dimensionamiento de viga de apoyo para pila central



Carga muerta

Estará formada por la reacción debida al peso de las superestructuras, más el peso de los elementos numerados en la figura anterior.

Momento ocasionado por la superestructura

$$M_{cm \text{ superestructura}} = 48,960.90 \cdot (2) \cdot 0.30 + 57,108.40 \cdot (2) \cdot 2.10$$

$$M_{cm \text{ superestructura}} = 269,231.82 \text{ kg-m}$$

$$V_{cm \text{ superestructura}} = 48,960.90 \cdot 2 + 57,108.40 \cdot 2$$

$$V_{cm \text{ superestructura}} = 212,138.60 \text{ kg}$$

Momento por peso propio de la viga de apoyo

$$\begin{aligned} \text{Mcm viga apoyo} &= (3.20*0.60*0.80)*2,400*(3.20/2) &&= 5,898.24 \\ \text{Mcm viga apoyo} &= (0.30*0.60*0.80)*2,400*(0.30/2) &&= 51.84 \\ \text{Mcm viga apoyo} &= (1/2)*(2.90*0.60*0.80)*2,400*(0.30+(1/3)*2.90) &&= \underline{2,115.84} \\ &&&8,065.92 \end{aligned}$$

$$\text{Mcm}_{\text{superestructura+viga de apoyo}} = 277,297.74 \text{ kg-m}$$

$$\text{Vcm}_{\text{superestructura+viga de apoyo}} = 217,841.00 \text{ kg}$$

Momento ocasionado por carga viva

Se debe colocar el camión y la carga pista en diferentes posiciones relativas a la superestructura, para determinar las condiciones críticas.

Para este caso la carga pista fue la más crítica, por lo que será la carga de diseño a usar, ver figura 8 (cargas equivalentes).

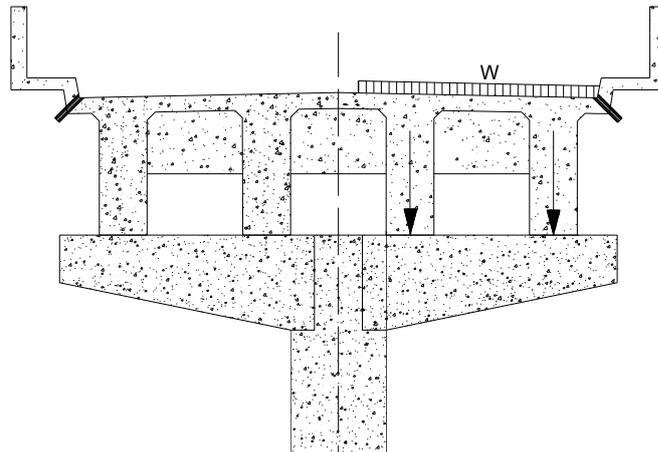
$$R_{\text{pista}} = P' + W*L$$

$$R_{\text{pista}} = 8,863 + 715.67*(25)$$

$$R_{\text{pista}} = 26,754 \text{ kg}$$

Esta reacción es la equivalente a un tren de camiones, y se tomará como una carga distribuida W en un ancho de 3.05 m, más una carga concentrada P' ; éstas transmitirán sus reacciones hacia la viga de apoyo por medio de las vigas principales de la superestructura.

Figura 52. Posición carga pista para diseño de viga de apoyo de pila central



Por lo que el momento y cortante ocasionado por la carga viva es el siguiente:

$$M_{cv} = 71,575.43 \text{ kg-m}$$

$$V_{cv} = 48,973.11 \text{ kg}$$

Momento ocasionado por sismo

Superestructura

$$M_{sismo \text{ superestructura}} = 0.1 \cdot (48,960.90 \cdot 4 + 57,108.40 \cdot 4) \cdot 0.05$$

$$M_{sismo \text{ superestructura}} = 2,121.386 \text{ kg-m}$$

Viga de apoyo

$$M_{cm \text{ viga apoyo}} = 0.1 \cdot (3.20 \cdot 0.60 \cdot 0.80) \cdot 2400 \cdot (0.30) = 110.592 \text{ kg-m}$$

$$M_{cm \text{ viga apoyo}} = 0.1 \cdot (0.30 \cdot 0.60 \cdot 0.80) \cdot 2,400 \cdot (0.90) = 31.104 \text{ kg-m}$$

$$M_{cm \text{ viga apoyo}} = 0.1 \cdot (1/2) \cdot (2.90 \cdot 0.60 \cdot 0.80) \cdot 2,400 \cdot (0.80) = \underline{133.632 \text{ kg-m}}$$

$$275.328 \text{ kg-m}$$

Mtotal sismo = Msismo super + Msismo viga de apoyo

$$M_{total\ sismo} = 2,121.386 + 275.328$$

$$M_{total\ sismo} = 2,396.714\ kg\cdot m$$

Cargas últimas

$$M_u = 1.3 * [M_{cm} + (5/3) * M_{cv} + M_{sismo}]$$

$$M_u = 1.3 * [277,297.74 + (5/3) * 71,575.43 + 2,396.714]$$

$$\mathbf{M_u = 518,682.89\ kg\cdot m}$$

$$V_u = 1.3 * [V_{cm} + (5/3) * V_{cv}]$$

$$V_u = 1.3 * [(212,138.60 + 5,702.40) + (5/3) * 48,973.11]$$

$$\mathbf{V_u = 389,301.71\ kg}$$

Cálculo de refuerzo

Flexión

$$M_u = 51,868,289\ kg\cdot cm$$

$$b = 80\ cm$$

$$d = 110.25375\ cm$$

$$f'_c = 350\ kg/cm^2$$

$$f_y = 4,200\ kg/cm^2$$

$$A_{s\ min} = 29.61\ cm^2$$

$$A_{s\ req} = 150.73\ cm^2$$

$$A_{s\ max} = 157.15\ cm^2$$

Corte

$$V_u = 389,301.71\ kg$$

$$b = 80\ cm$$

$$d = 110.25375\ cm$$

$$f'_c = 350\ kg/cm^2$$

$$f_y = 4,200\ kg/cm^2$$

Se usará 16 Varillas No. 11 + Est. No. 4 @ 8 cm.

Figura 53. Detalle longitudinal armado viga de apoyo de pila central

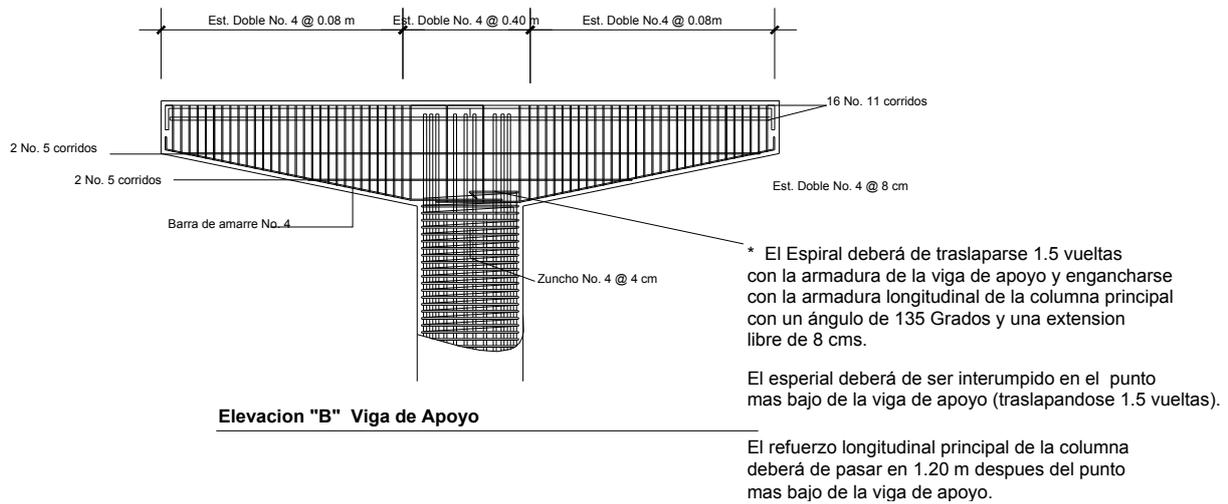
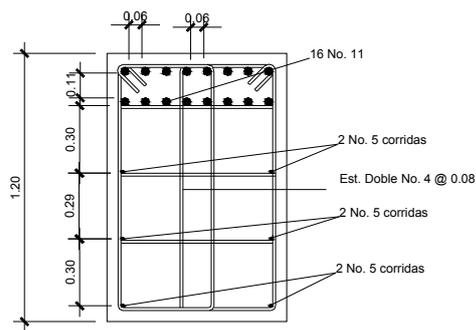


Figura 54. Detalle transversal armado viga de apoyo de pila central



Elevacion "A" Viga de Apoyo

El refuerzo principal de la columna de apoyo deberá de colocarse en la parte superior de la columna formando dos capas de equidistanciadas a 0.10 m y con un espacio libre de 0.05 m una de la otra (Horizontalmente).

El resto del refuerzo sera por temperatura el cual debera de ser colocado de manera que no queden lucez verticales mayores a los 0.30 m de distancia.

Este refuerzo deberá de ser sujetado con estribos dobles No. 3 como se muestra en el detalle. los estribos no deberán dejar barras sin ser sujetadas a una distancia mayor de 0.36 m.

2.9.6 Diseño de pila central

Se usará la sección circular para ofrecer las mejores condiciones estructurales, economía en el diseño y menores problemas de turbulencia al paso de la corriente de agua; estará sujeta a carga axial y momento, resultado de escoger la condición crítica de varias alternativas. El diámetro estimado para este proyecto es de 1.20 mts.

Cargas que actúan en la columna

Carga viva

La carga viva para el diseño de la columna será dos veces la carga utilizada para el diseño de la viga de apoyo.

$$M_{cv} = 143,150.87 \text{ kg-m}$$

$$V_{cv} = 97,946.22 \text{ kg}$$

Carga muerta

Serán las reacciones transmitidas por la superestructura más el peso de la viga de apoyo y el peso propio de la columna.

$$W_{\text{superestructura}} = 424,277.20 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga de apoyo}} = 11,404.80 \text{ kg}$$

$$W_{\text{pila central}} = 19,814.65 \text{ kg}$$

$$W_{\text{cm total}} = \mathbf{455,496.65 \text{ kg}}$$

Corriente de agua

Es el efecto que la velocidad de la corriente produce sobre determinada estructura. Sólo producirá momento en secciones por debajo de la creciente máxima. Para este caso la velocidad de la corriente es de 3.00 m/s.

$$M_{\text{corriente agua}} = 55.09 \cdot (3)^2 \cdot (1.20) \cdot (3) \cdot (3.80)$$

$$M_{\text{correinte agua}} = 6,782.68 \text{ kg-m}$$

Empuje por el suelo.

Es el efecto producido por la presión de la tierra, para el tipo de pila que se está considerando; éste actúa concéntrico y su resultante es cero.

Carga producida por sismo

Está dada por la carga muerta multiplicada por un factor llamado “Coeficiente Sísmico”; por experiencia es recomendable variar el coeficiente sísmico entre $C=0.08$ y $C=0.20$ dependiendo de la actividad sísmica de la zona donde la estructura va a ser construida, para este caso se usará $C=0.10$.

La fuerza debida a la superestructura simplemente apoyada, se supone que actúa a nivel del apoyo y la debida a la pila, en el centroide de cada elemento.

Superestructura

$$M_{\text{sismo superestructura}} = 0.1 \cdot (424,277.20) \cdot (7.30)$$

$$M_{\text{sismo superestructura}} = 309,722.36 \text{ kg-m}$$

Viga de apoyo

$$M_{\text{Sismo Viga Apoyo}} = 0.1 \cdot (3.20 \cdot 0.60 \cdot 0.80) \cdot 2400 \cdot (7.00) = 2,580.48 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{Sismo Viga Apoyo}} = 0.1 \cdot (0.30 \cdot 0.60 \cdot 0.80) \cdot 2,400 \cdot (6.40) = 221.18 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{Sismo Viga Apoyo}} = 0.1 \cdot (1/2) \cdot (2.90 \cdot 0.60 \cdot 0.80) \cdot 2,400 \cdot (6.50) = \underline{1,085.76 \text{ kg-m}}$$

$$3,887.42 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{total sismo viga de apoyo}} = 3,887.42 \cdot (2)$$

$$M_{\text{total sismo viga de apoyo}} = 7,774.84$$

Pila central

$$M_{\text{sismo pila central}} = 0.1 \cdot (19,814.65) \cdot (3.05)$$

$$M_{\text{sismo pila central}} = 6,043.47 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{sismo total}} = M_{\text{sismo superestructura}} + M_{\text{sismo viga}} + M_{\text{sismo pila central}}$$

$$M_{\text{sismo total}} = 309,722.36 + 7,774.84 + 6,043.47$$

$$M_{\text{sismo total}} = 323,540.67 \text{ kg-m}$$

Aplicar Grupo I

Corte

$$V_u = 1.3 \cdot [V_{cm} + (5/3) \cdot V_{cv}]$$

$$V_u = 1.3 \cdot [455,496.65 + (5/3) \cdot (97,946.22)]$$

$$V_u = 804,362.46 \text{ kg}$$

Momento

$$M_u = 1.3 \cdot [M_{cm} + (5/3) \cdot M_{cv}]$$

$$M_u = 1.3 \cdot [0 + (5/3) \cdot 143,150.83]$$

$$M_u = 310,160.135 \text{ kg-m}$$

Aplicar Grupo II

Corte

$$V_u = 1.3 \cdot [V_{cm} + V_{\text{sismo}} + V_{\text{corriente}}]$$

$$V_u = 1.3 \cdot [455,496.65 + 0 + 0]$$

$$V_u = 592,145.65 \text{ kg}$$

Momento

$$Mu = 1.3 * [M_{cm} + M_{sismo} + M_{corriente}]$$

$$Mu = 1.3 * [0 + 323,540.67 + 6,782.68]$$

$$Mu = 429,420.355 \text{ kg-m}$$

Cálculo de refuerzo

Para su diseño se usará el Grupo II por ser el crítico, se asumirá para el refuerzo longitudinal varilla No. 11 y para el refuerzo a corte, varilla No. 4

Encontrando los valores d , d/D , K y e/D , para encontrar el valor de q en gráfico,

$$d = 120 - 2 * (5 + 1.27 + 3.49 / 2)$$

$$d = 103.97$$

$$d/D = 103.97 / 120 = 0.866$$

$$K = \frac{Pu}{FR * (D)^2 * f_c}$$

$$K = \frac{592,145.65}{0.8 * (120)^2 * 350} = 0.15.$$

Encontrando la excentricidad $e = M/N$

$$E = \frac{429,420.355}{592,145.65} = 0.725$$

$$e/D = \frac{0.725}{1.20} = 0.60$$

Con estos valores se puede encontrar el valor de “q” (tablas de interacción para columnas de concreto reforzado), que en este caso es de 0.4; entonces hallando el área de acero. (El valor de ρ debe de estar comprendido entre el 1% $\leq \rho \leq 8\%$ del área total de concreto de la sección de la columna)

$$q = 0.4$$

$$\rho = \frac{q \cdot (f'_c)}{f_y}$$

$$\rho = \frac{0.4 \cdot (0.8 \cdot 0.85 \cdot 350)}{4,200} = 0.0227$$

$$A_s = (120)^2 \cdot (\pi/4) \cdot 0.0227$$

$$A_s = 256.73 \text{ cm}^2$$

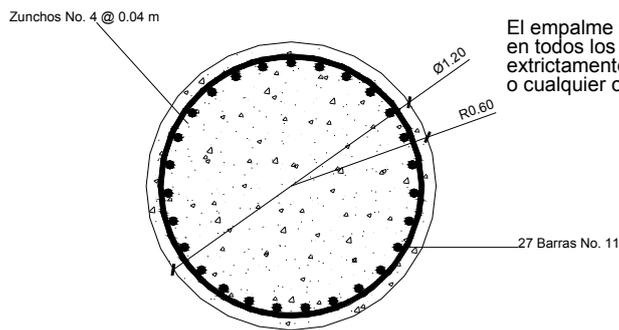
Como se puede ver el valor de $\rho = 0.0227$ cae dentro de los límites, el área de acero es de 256.73 cm²

27 No. 11 + Zuncho No.4 @ 4 cm

Agregado máximo de 1/2"

Figura 55. Detalle en planta armado pila central

El empalme del zuncho deberá ser por lo menos 0.60 m y sujetarse a las barras principales de la columna con un gancho de 135 Grados y una extensión libre de 0.08 m.



El empalme deberá de acerse con alambre de acero dulce en todos los casos sea cual sea el motivo quedara extrictamente prohibido el uso de soldadura para un empalme o cualquier otra union de acero.

Planta Columna Central

2.9.6 Diseño de cimiento para pila central

Dimensionamiento

El cimiento a usar será de concreto con dimensiones de 6*6*1.20 mts.

Integración de cargas

$$W_{\text{cimiento}} = 6.00 \cdot (6.00) \cdot (1.20) \cdot 2,400 = 103,680 \text{ kg}$$

$$W_{\text{suelo seco}} = (36.0 - 1.131) \cdot 2.30 \cdot 930 = 74,584.79 \text{ kg}$$

$$W_{\text{suelo saturado}} = (36 - 1.131) \cdot 2.30 \cdot 1,480 = 118,694.076 \text{ kg}$$

$$W_{\text{agua}} = [(36 - 1.131) \cdot 3 + 80.20] \cdot 1,000 = 184,807.00 \text{ kg}$$

Sismo

Super-estructura

$$W_{\text{Sismo Superestructura}} = 0.1 \cdot (424,277.20) \cdot 8.50 = 360,635.62 \text{ kg-m}$$

Viga de apoyo

$$\begin{aligned}M_{\text{Sismo viga apoyo}} &= 0.1*(3.20*0.60*0.80)*2400*(8.20) &&= 3,022.85 \text{ kg-m} \\M_{\text{Sismo viga apoyo}} &= 0.1*(0.30*0.60*0.80)*2,400*(7.60) &&= 262.66 \text{ kg-m} \\M_{\text{Sismo viga apoyo}} &= 0.1*(1/2)*(2.90*0.60*0.80)*2,400*(7.70) &&= \underline{1,286.21 \text{ kg-m}} \\ &&&4,571.71 \text{ kg-m}\end{aligned}$$

$$M_{\text{sismo viga apoyo}} = (4,571.71)*(2) \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{sismo viga apoyo}} = 9,143.42 \text{ kg-m}$$

Pila central

$$W_{\text{Sismo Pila central}} = 0.1*(19,814.65)*4.25 = 8,421.23 \text{ kg-m}$$

Cimiento

$$W_{\text{Sismo Cimiento}} = 0.1*(103,680.00)*0.60 = 6,220.80 \text{ kg-m}$$

Fuerza de flote

$$\text{Fuerza de flote} = -1,000*(5.99 + 43.2) = -49,190.00 \text{ kg}$$

Momento a causa de la corriente

$$M_{\text{corriente de agua}} = 55.09*(3)^2 * 1.20*3*(5) = 8,924.58 \text{ kg-m}$$

Carga de trabajo o servicio transmitida por la super-estructura

$$P' = \frac{Pu}{Fcu}$$

$$Fcu = \frac{1.4 * Pcm + 1.7 * Pcv}{Pcm + Pcv}$$

$$Fcu = \frac{1.4 * (424,277.20) + 1.7 * (195,892.44)}{424,277.20 + 195,892.44} = 1.49$$

$$P_u = 1.3 \cdot (424,277.20 + (5/3) \cdot 97,946.1) = 763,776.91 \text{ kg}$$

$$P' = \frac{763.77 \text{ ton}}{1.49} = 512.60 \text{ ton}$$

$$P' = 512.60 \text{ ton}$$

$$P_z = P_{\text{viga}} + P_{\text{pila}} + P_{\text{suelo}} + P_{\text{agua}} + P_{\text{cimiento}} + P' + P_{\text{flote}}$$

$$P_z = 11.40 + 19.81 + 118.69 + 104.61 + 103.68 + 512.60 - 49.19$$

$$P_z = 821.61 \text{ ton}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{P_z}{L^2} \pm \frac{M_u \cdot 6}{L^3}$$

$$q_{\text{max}} = 32.35 \text{ ton/m}^2 < 32.9 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = 13.29 \text{ ton/m}^2 > 0$$

Con los datos anteriores podemos darnos cuenta que no excede del valor soporte del suelo = 32.9 ton/m², y no existen presiones de tensión lo que indica que las dimensiones optadas para la zapata son satisfactorias.

Datos para diseño

$$M_u = 141.74 \text{ ton-m/m}$$

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

$$d = 115.41 \text{ cm}$$

$$F'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{maxima}} = 32.35 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{\text{minima}} = 13.29 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{\text{soporte}} = 32.9 \text{ ton/m}^2$$

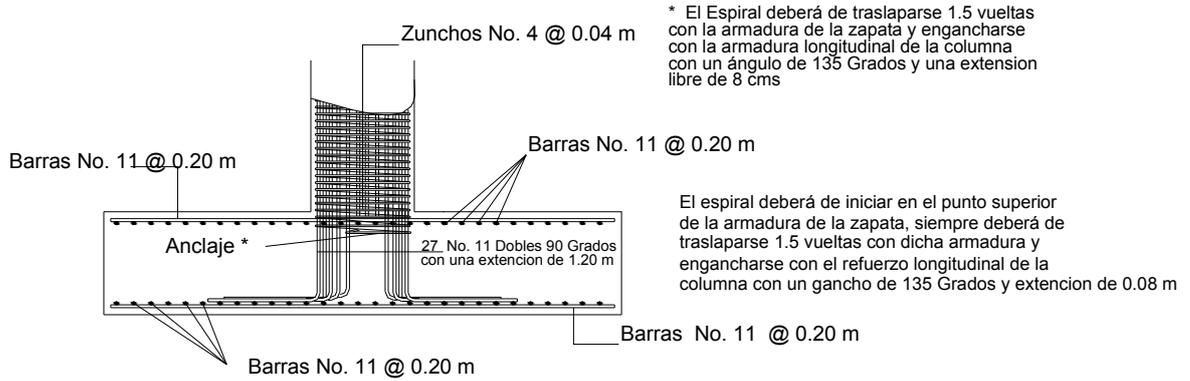
$$A_{s_{\text{minimo}}} = 38.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 33.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{maximo}}} = 205.62 \text{ cm}^2$$

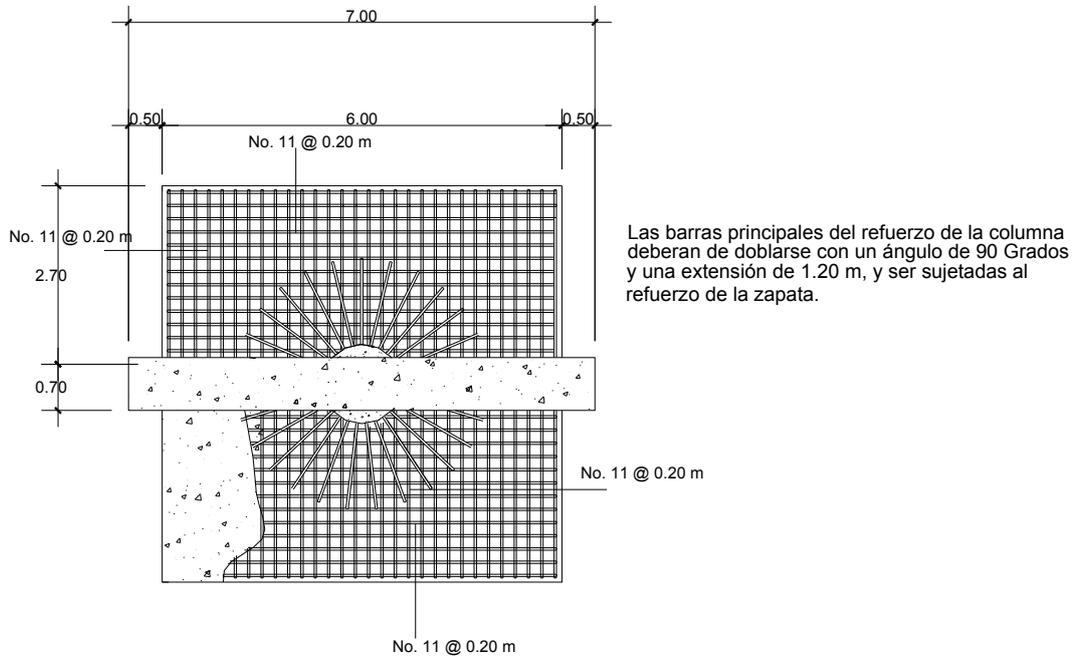
$$\text{No. 11 @ 0.20}$$

Figura 56. Armado de cimiento



Detalle Armado Anclaje Columna Zapata

Figura 57. Detalle en planta armado cimiento



Planta Armado Cimiento

Figura 58. Detalle armado de pila central

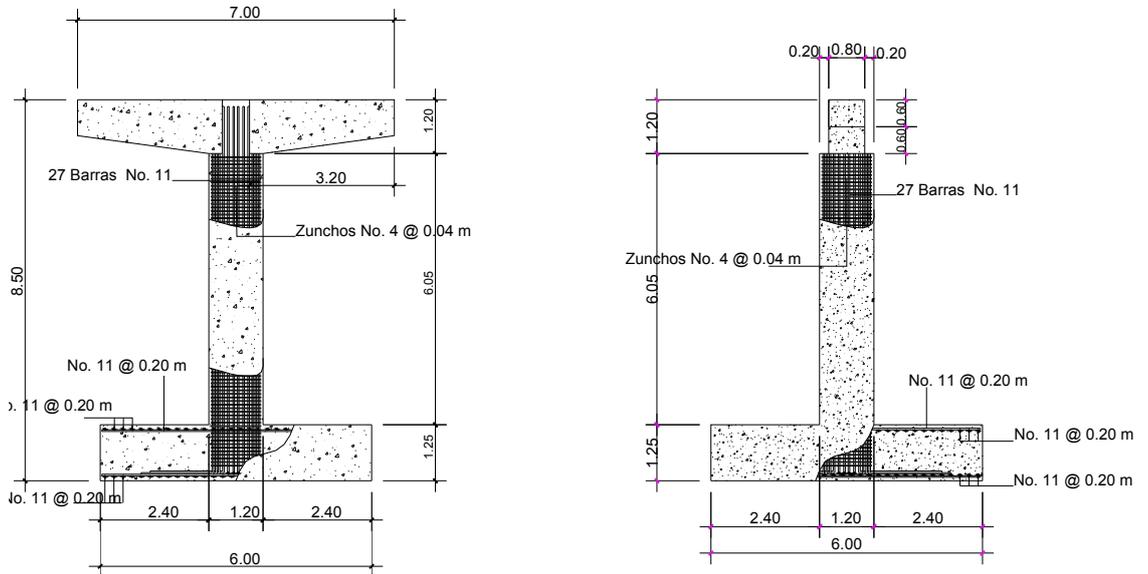
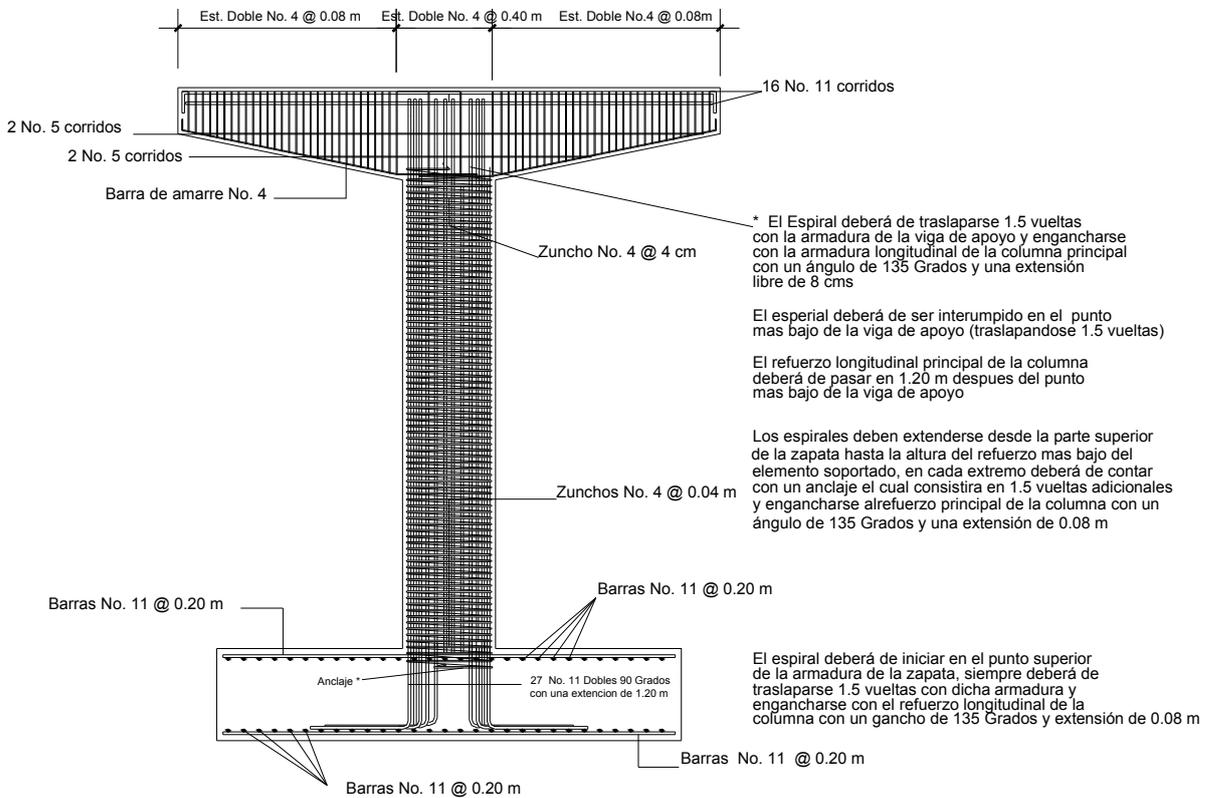


Figura 59. Armado final de pila central



CONCLUSIONES

1. La falta de un puente vehicular ha ocasionado el poco desarrollo de los habitantes de las comunidades de San miguel Chicaj y Salamá, así como los de la microregión; por lo que la construcción de éste vendrá a elevar el nivel de vida, haciendo traslado de sus productos agrícolas, artesanías, y con esto traerá un desarrollo tanto social, como económico para el lugar.
2. Es de suma importancia realizar los estudios preliminares en el proyecto del puente, pues de otra manera no es posible determinar las condiciones críticas que pueden manifestarse en el lugar del emplazamiento de esta estructura.
3. Es fundamental por medio del Ejercicio Profesional Supervisado que el estudiante de Ingeniería Civil enfrente directamente los problemas que se presentan en el campo, además adquirir la experiencia que da la recopilación de datos, para realizar un trabajo de gabinete satisfactorio, y por consiguiente un buen proyecto.
4. La experiencia que deja el Ejercicio Profesional Supervisado al estudiante es muy valiosa, dentro de la formación del futuro profesional, ya que permite conocer la realidad de los diversos problemas de la sociedad rural, demandando soluciones creativas.

RECOMENDACIONES

1. En el proceso de construcción del puente se debe crear un fondo y capacitar a personas de la comunidad para que integren un comité que se encargue del mantenimiento y observación del mismo, para garantizar que la estructura se mantenga en buenas condiciones de tránsito.
2. Es de suma importancia que la Municipalidad de Salamá, Baja Verapaz garantice la supervisión técnica, por parte de un profesional de la Ingeniería Civil, para la construcción de tan importante obra, y que sigan estrictamente las especificaciones técnicas y los materiales de construcción, que están indicados en los planos realizados en el estudio.
3. Se recomienda que las excavaciones para la cimentación, se realicen en época de estiaje, siendo necesario utilizar el método de tablestacas para dragar el cauce del río y no permitir que éste interrumpa los trabajos. Se deberá verificar las condiciones de los estratos al nivel de desplante, debido a que las perforaciones de los estudios de suelos son puntuales y pudiera haber variación respecto de las muestras tomadas. Si el material fuera de mala calidad se debe analizar la situación para tomar decisiones adecuadas que garanticen la estabilidad de la estructura.
4. Contratar personal calificado para la construcción del puente, para garantizar la calidad de la obra.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO). **Standard Specifications for highways and bridges**. Estados Unidos: 16a. edición, 1,996. (Manuales traducidos al español, Curso de Puentes, Universidad de San Carlos de Guatemala.)
2. Building Code. **Requirements for Structural Concrete**. Michigan: American Concrete Institute, ACIS 318–05, 2,005.
3. Cabrera Seis, Jadenon Vinicio. **Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones I**. Guatemala: Tesis Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1,994. 178 pp.
4. Crespo Villalaz, Carlos. **Mecánica de suelos y cimentaciones**. México: Editorial Limusa, 4ª. edición, 1,999. 640 pp.
5. Crespo Villalaz, Carlos. **Vías de comunicación**. México: Noriega Editores, 3ª edición, 2,002, 715 pp.
6. Graux, Daniel, **Fundamentos de mecánica de suelos, proyecto de muros y cimentaciones**. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, 624.151.G774.
7. Herrera M., Jerónimo H. **Puentes**. Colombia: Universidad Católica de Colombia, 2ª edición. 1,996. 147 pp.
8. Ing. Jeronimo H. Herrera M. **Puentes**. Colombia. Universidad católica de Colombia. 2ª edición. 1,996. 147 pp.
9. Lau Cheng, Oswaldo. **Análisis comparativo de superestructuras de concreto reforzado, diseñadas por esfuerzos de trabajo y esfuerzos últimos**. Guatemala: Tesis Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1,968.
10. Meli, Roberto. **Diseño estructural**. Investigador del Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México, México: Editorial Limusa, 2ª edición, 2005.
11. Nilson, Arthur H. **Diseño de estructuras de concreto**. Colombia: McGraw–Hill Interamericana S.A., 12ª edición, 2,001. 722 pp.
12. Park, R. y T. Paulay. **Estructuras de concreto reforzado**. México: Editorial Limusa, 1ª edición 1,997. 796 pp.
13. UNAM. **Aspectos fundamentales del concreto reforzado**. Profesores de la Universidad Autónoma de México, México: Editorial Limusa, 4ª edición, 2006.

APENDICE 1 PRESUPUESTO

INTEGRACION DE COSTOS POR RENGLONES

No.	DESCRIPCION	Material No Local	Material Local	Mano de Obra	Total
1	Trabajos preliminares			Q 118,674.00	Q 118,674.00
2	Armado de losa	Q 206,064.79	Q 26,705.00	Q 363,125.00	Q 595,894.79
3	Banqueta	Q 159,964.30	Q 13,200.00	Q 68,800.00	Q 241,964.30
4	Vigas	Q 588,417.52	Q 37,600.00	Q 110,000.00	Q 736,017.52
5	Diafragmas	Q 28,425.27	Q 3,650.00	Q 67,040.00	Q 99,115.27
6	Cortina de Estribo	Q 30,665.47	Q 2,860.00	Q 35,760.00	Q 69,285.47
7	Viga de apoyo de esribo	Q 13,326.35	Q 550.00	Q 19,920.00	Q 33,796.35
8	Pantalla de estribo	Q 115,398.80	Q 21,900.00	Q 54,240.00	Q 191,538.80
9	Cimiento de estribo	Q 82,305.85	Q 4,650.00	Q 64,800.00	Q 151,755.85
10	Viga de apoyo de pila cenral	Q 22,241.45	Q 1,200.00	Q 61,920.00	Q 85,361.45
11	pila cenral	Q 64,248.80	Q 9,350.00	Q 55,728.00	Q 129,326.80
12	Cimiento de pila central	Q 126,109.50	Q 5,150.00	Q 40,800.00	Q 172,059.50
	SUBTOTAL				Q 2,624,790.09
	Direccion Tecnica				Q 262,479.01
	Administracion				Q 262,479.01
	Utilidades				Q 262,479.01
TOTAL		Q			3,412,227.12

APÉNDICE 3
PLANOS DEL PROYECTO

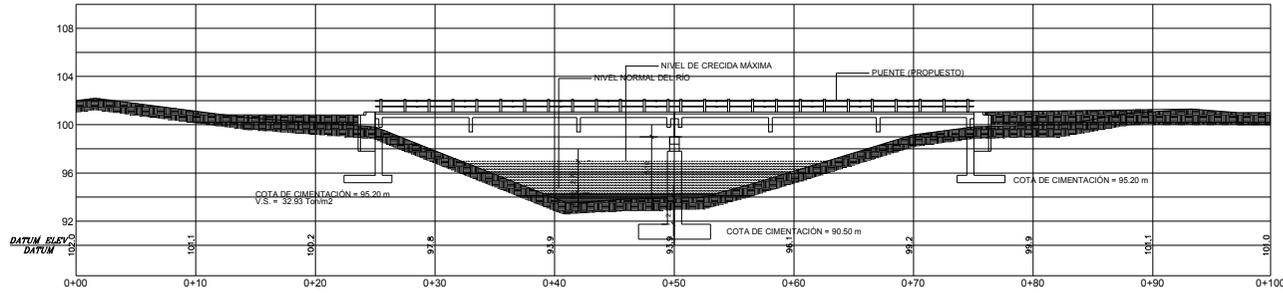


CRITERIOS:

- DISEÑO**
STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (A.A.S.H.T.O.) 2004
BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE, DEL AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A.C.I. 318S-05, 2.005)
- CONSTRUCCIÓN**
ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS DE GUATEMALA (D.G.C. 2001).
- CARGA VIVA**
CAMIÓN HS-15.44 DE A.A.S.H.T.O.

MATERIALES:

- CONCRETO**
CONCRETO $f_c = 4,000$ PSI = 281 Kg/cm^2 A LOS 28 DÍAS PARA TODA LA SUPERESTRUCTURA Y ESTIBOS
LA PROPORCIÓN DEL CONCRETO SERÁ DE 12.2 Y CON UN AGREGADO GRUESO DE 12" Y UN MÁXIMO DE 2.0m, CON UN AGREGADO FINO LAVADO Y LIBRE DE MATERIA ORGÁNICA
CONCRETO $f_c = 5,800$ PSI = 410 Kg/cm^2 A LOS 28 DÍAS PARA LA PILA CENTRAL Y COMPONENTES
LA PROPORCIÓN DEL CONCRETO SERÁ DE 12.2 Y CON UN AGREGADO GRUESO DE 12" Y UN MÁXIMO DE 1" CON UN AGREGADO FINO LAVADO Y LIBRE DE MATERIA ORGÁNICA.
- ACERO DE REFUERZO**
SE USARÁ ACERO DE REFUERZO DE GRADO 40 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.A.S.H.T.O. Y LAS NORMAS A.S.T.M PARA LOSA, ACERA, POSTES Y DIAPHRAGMAS TANTO INTERIORES COMO EXTERIORES
SE USARÁ ACERO DE REFUERZO DE GRADO 60 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.A.S.H.T.O. Y LAS NORMAS A.S.T.M PARA LAS VIGAS PRINCIPALES Y PARA TODA LA SUBESTRUCTURA DEL PUENTE.
- RECUBRIMIENTO**
SE USARÁ EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO PARA LAS BARRAS DE REFUERZO:
- PARA LOSA EN SUPERFICIE DE RODADURA = 5 cm.
- PARA VIGAS EN CUALQUIER SENTIDO = 4 cm.
- PARA ELEMENTOS EXPUESTOS AL SUELO Y AL AGUA = 8 cm.
EL RECUBRIMIENTO SE MEDIRÁ ENTRE EL NOSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.
- FORMALETAS**
LAS FORMALETAS Y LOS ACABADOS FINALES DEL CONCRETO SE HARÁN RESPECTO A LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA D.G.C.
- GANCHOS**
LOS GANCHOS SE DOBLARÁN EN FRÍO Y SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES DE LA D.G.C.
- TRASLAPES**
SERÁN DE 20 DIÁMETROS, SALVO EN VIGAS QUE TIENAN MÁS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO LAS BARRAS, EN CUYO CASO DEBERÁ USARSE 35 DIÁMETROS, TODO SEGÚN ESPECIFICACIONES D.G.C.
- ANCLAJES**
SERÁN DE 20 DIÁMETROS, SALVO EN VIGAS QUE TIENAN MÁS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO LAS BARRAS, EN CUYO CASO DEBERÁ USARSE 35 DIÁMETROS, TODO SEGÚN ESPECIFICACIONES D.G.C.
- FUNDICIÓN DEL CONCRETO**
EL CONCRETO DEBE VERTERSE A UNA ALTURA NO MAYOR DE 50 cm DEL FONDO, LO CUAL EVITA LA DISREGACIÓN DEL MISMO.
- PREPARACIÓN DE LA MEZCLA**
TODA LA MEZCLA DEBERÁ REALIZARSE EN UNA CONCRETA DEBIDAMENTE CONTROLADA POR EL CONSTRUCTOR SEGÚN CAPACIDAD Y POTENCIA DE LA MISMA.
- ARISTAS**
TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS DEBERÁN SER BISELADAS CON UN DIÁMETRO PROMEDIO DE 1".
- RELLENO**
DEBE COLOCARSE EN CAPAS COMPRESIDAS ENTRE LOS 30 Y 50 cm PARA SU DEBIDA CONFORMACIÓN.
- DIMENSIONES**
ESTÁN DADAS EN METROS.
- PROVISIONAL**
CUALQUIER APOYO PROVISIONAL PARA LA OBRA FALSA DE LA SUPERESTRUCTURA DEBE CALCULARSE CUIDADOSAMENTE PARA NO AFECTAR LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES DEBENDO QUEDAR DISTRIBUIDO EFECTIVAMENTE EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN DE LOS MUROS LATERALES.
- MUESTREO**
DEBIDO A QUE EL MUESTREO PARA EL ESTUDIO DE SUELO SE REALIZO CON POZOS A CICLO ABIERTO SE DEBEN RELLENAR LOS MISMOS CON SUELO CEMENTO EN PROPORCIÓN 1:16, CEMENTO CIELECTO RESPECTIVAMENTE, PREVIO A LA EXCAVACIÓN.

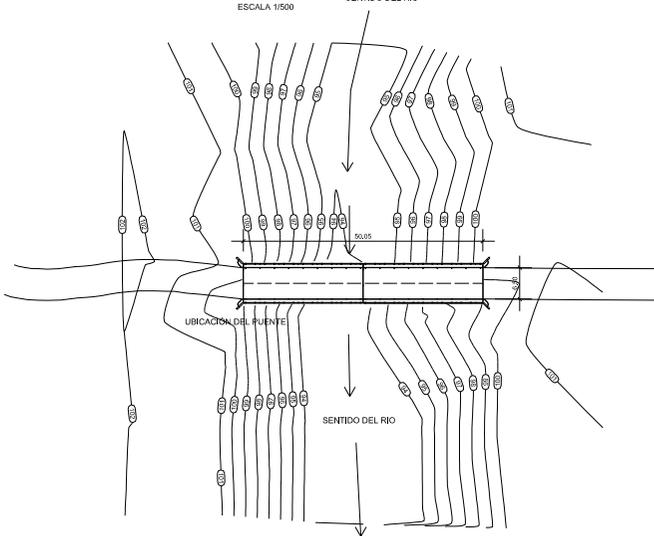


PERFIL LONGITUDINAL

ESCALA 1/200

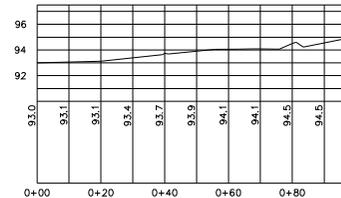
PLANTA TOPOGRÁFICA

ESCALA 1/500



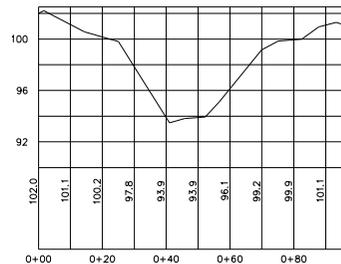
PLANTA TOPOGRÁFICA

ESCALA 1/500



ELEVACIÓN LONGITUDINAL

ESCALA HORIZONTAL 1/750
ESCALA VERTICAL 1/3000



ELEVACIÓN TRANSVERSAL

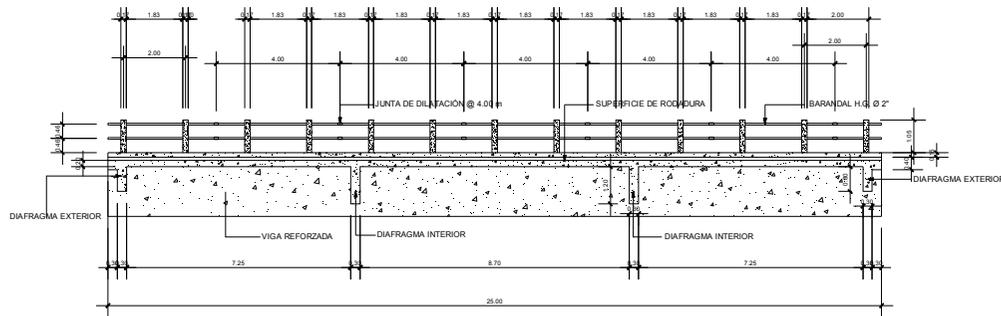
ESCALA HORIZONTAL 1/500
ESCALA VERTICAL 1/3,000

INDICE

PLANTA PERFIL	HOJA 1/10
SUPERESTRUCTURA	HOJA 2/10
ARMADO DE VIGAS Y DIAPHRAGMAS	HOJA 4/10
EMPALMES DE SUPERESTRUCTURA	HOJA 5/10
ESTRUCTURA DE ESTIBO	HOJA 7/10
ARMADO DE ESTIBO	HOJA 8/10
ESTRUCTURA DE PILA CENTRAL	HOJA 9/10
ARMADO DE PILA CENTRAL	HOJA 10/10

RESUMEN GENERAL DE MATERIALES

MATERIAL	ESTIBOS	PILA CENTRAL	LOSAS	VIGAS Y DIAPHRAGMAS	BARRANDALES	TOTALES
CONCRETO CLAS. 4000 PSI	81,502.03	26,764.03	85,624.12	12,282.03	12,282.03	208,454.24
CONCRETO CLAS. 5800 PSI	0	0	100	2,224	0	2,324
ACERO No. 40 (2")	139	8	362	560	0	1,069
ACERO No. 60 (2")	0	0	1,385	0	0	1,385
ACERO No. 40 (3")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (8")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (10")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (12")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (14")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (16")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (18")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (20")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (24")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (30")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (36")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (42")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (48")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (54")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (60")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (72")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (84")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (96")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (108")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (120")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (144")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (168")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (192")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (216")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (240")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (270")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (300")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (324")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (360")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (420")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (480")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (540")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (600")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (648")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (720")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (792")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (864")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (936")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1008")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1080")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1152")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1224")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1296")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1368")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1440")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1512")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1584")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1656")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1728")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1800")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1872")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (1944")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2016")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2088")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2160")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2232")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2304")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2376")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2448")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2520")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2592")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2664")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2736")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2808")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2880")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (2952")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3024")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3096")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3168")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3240")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3312")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3384")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3456")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3528")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3600")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3672")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3744")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3816")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3888")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (3960")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4032")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4104")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4176")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4248")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4320")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4392")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4464")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4536")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4608")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4680")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4752")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4824")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4896")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (4968")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5040")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5112")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5184")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5256")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5328")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5400")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5472")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5544")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5616")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5688")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5760")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5832")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5904")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (5976")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6048")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6120")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6192")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6264")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6336")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6408")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6480")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6552")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6624")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6696")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6768")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6840")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6912")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (6984")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (7056")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (7128")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (7200")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (7272")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (7344")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (7416")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (7488")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (7560")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (7632")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (7704")	0	0	0	0	0	0
ACERO No. 40 (77						



ELEVACIÓN DE SUPERESTRUCTURA

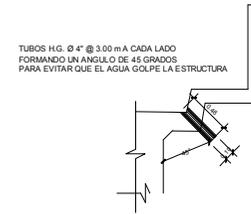
ESCALA 1/75

DETALLE TRANSVERSAL DE ARMADO DE LOSA

ESCALA 1/12.5

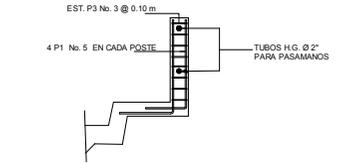
DETALLE LONGITUDINAL DE ARMADO DE LOSA

ESCALA 1/12.5



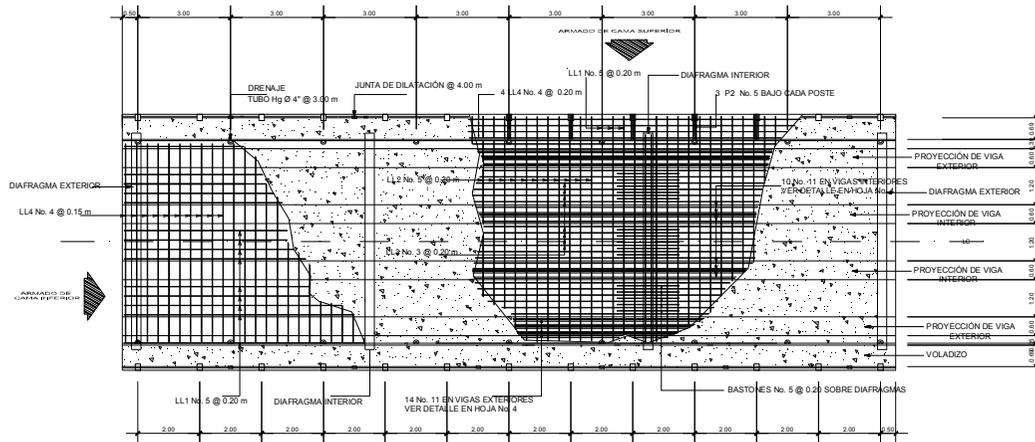
DETALLE TUBERIA DE DRENAJE

ESCALA 1/25



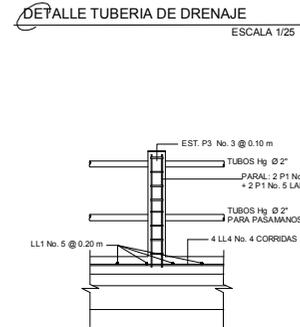
DETALLE POSTE DE BARANDAL

ESCALA 1/25



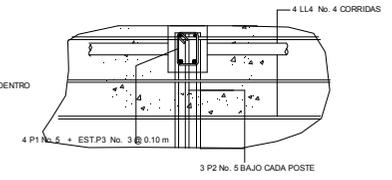
PLANTA DE SUPERESTRUCTURA

ESCALA 1/75



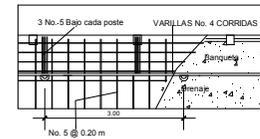
DETALLE LONGITUDINAL DE BANQUETA Y BARANDAL

ESCALA 1/20



DETALLE EN PLANTA ARMADO DE POSTE Y BANQUETA

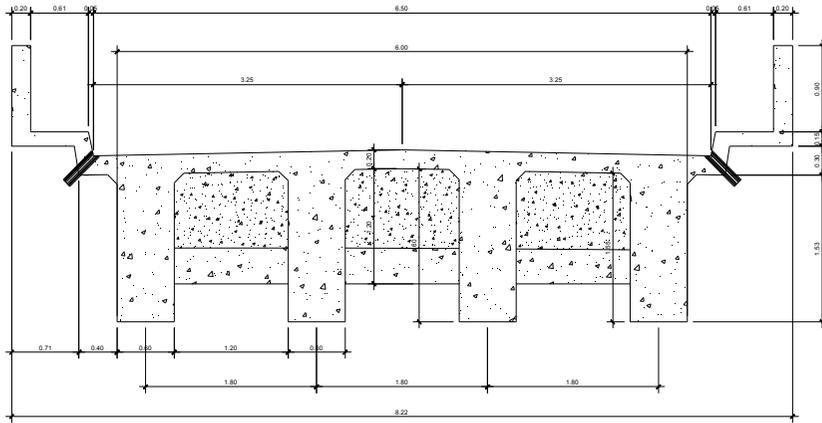
ESCALA 1/20



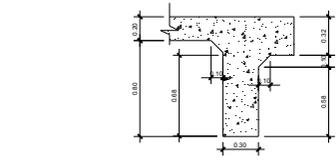
DETALLE ARMADO DE BANQUETA

ESCALA 1/50

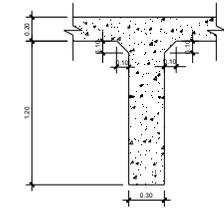
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION MUNICIPALIDAD DE SALAMA, BAJA VERAPAZ	CONTIENE: SUPERESTRUCTURA	FECHA: 14/05/2018	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE DOS VIAS, SALAMA-SAN MIGUEL CHICUJ
LUGAR: EL TEMPSONDE, SALAMA, BAJA VERAPAZ	ELABORADO: ALEXANDER RODAS	INDICADA: 2	INDICADA: 10
REVISADO: ALEXANDER RODAS	APROBADO: ALEXANDER RODAS		



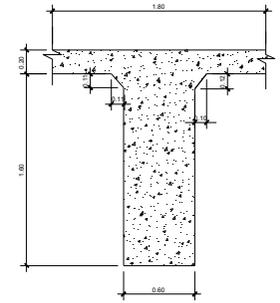
DETALLE DIMENSIONAMIENTO TRANSVERSAL DEL PUENTE
ESCALA 1/25



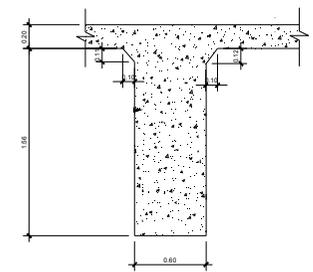
DIMENSIONAMIENTO DIAFRAGMA EXTERIOR
ESCALA 1/20



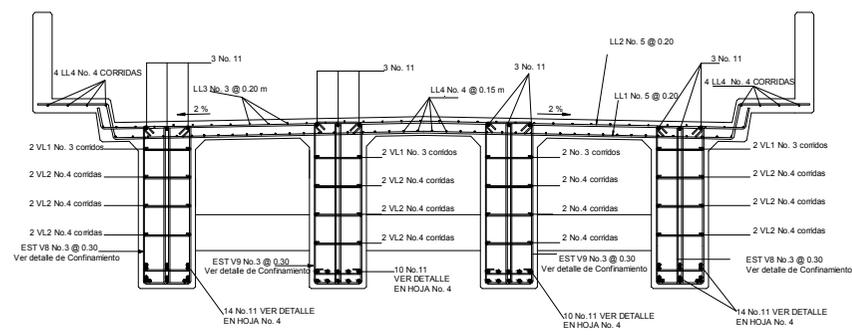
DIMENSIONAMIENTO DIAFRAGMA INTERIOR
ESCALA 1/20



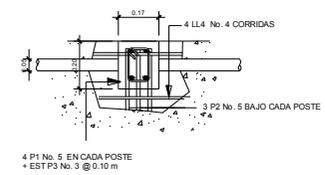
DIMENSIONAMIENTO VIGA INTERIOR
ESCALA 1/20



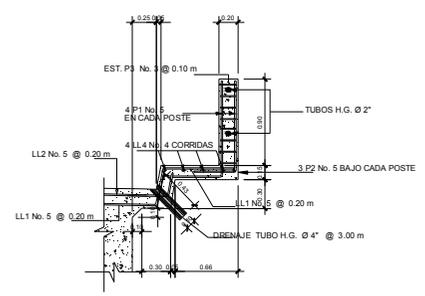
DIMENSIONAMIENTO VIGA EXTERIOR
ESCALA 1/20



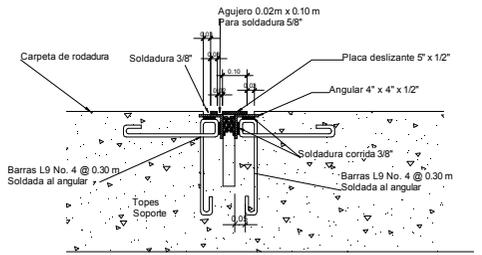
DETALLE ARMADO DE LOSA Y VIGAS
ESCALA 1/25



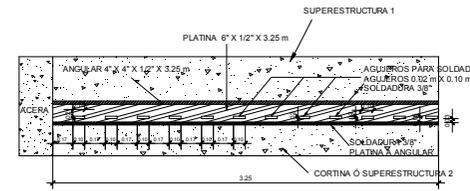
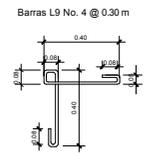
PLANTA ARMADO DE BARANDAL
ESCALA 1/10



DETALLE TRANSVERSAL DE BANQUETA Y BARANDAL
ESCALA 1/25

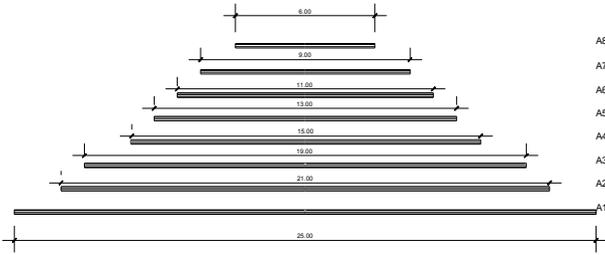
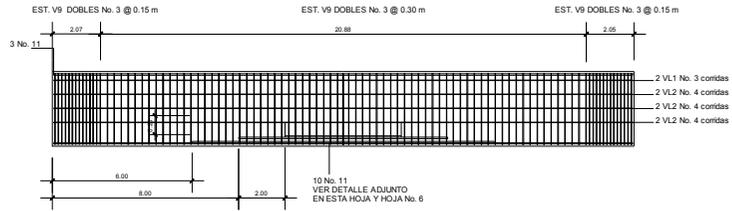


DETALLE JUNTA DE DILATACION
ESCALA 1/10

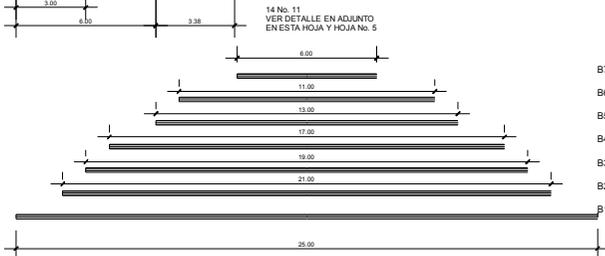
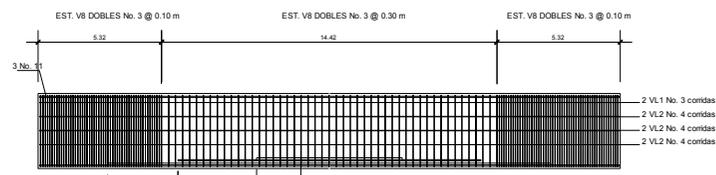


PLANTA DE DISTRIBUCION DE AGUJEROS PARA SOLDADURA EN JUNTA
ESCALA 1/10

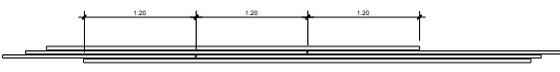
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION MUNICIPALIDAD DE SALAMÁ, BAJA VERAPAZ	CONTENIDO: SUPERESTRUCTURA	FECHA: JULIO-2008	DESIGNO: INDICADA
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE DOS VIAS, SALAMÁ - SAN MIGUEL CHICÁ	LUGAR: EL TEMPISQUE SALAMÁ, BAJA VERAPAZ	FECHA: 10/07/08	HOJA No. 3
PROFESOR: ALEXANDER RODAS	ALUMNO: ALEXANDER RODAS	FECHA: 10/07/08	HOJA No. 10
SUPERVISOR: ALEXANDER RODAS	OFICINA: SALAMÁ, BAJA VERAPAZ		



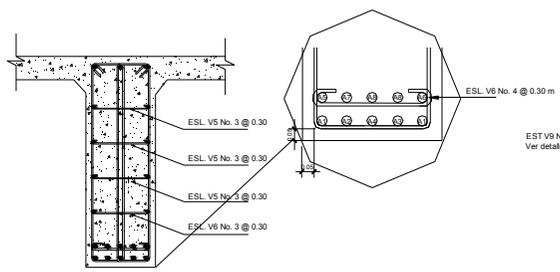
DETALLE DE ARMADO DE VIGA INTERIOR
ESC. VER. 1/50
ESC. HOR. 1/100



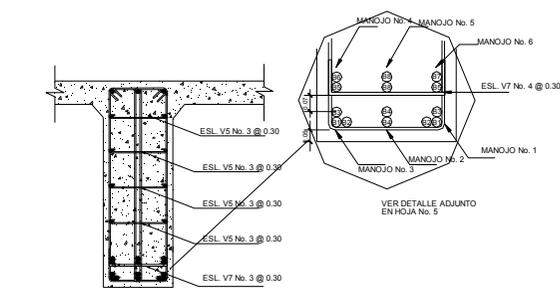
DETALLE DE ARMADO DE VIGA EXTERIOR
ESC. VER. 1/50
ESC. HOR. 1/100



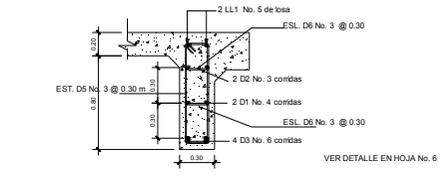
DETALLE DE TRASLAPE PARA BARRAS DE VIGA
ESCALA 1/50



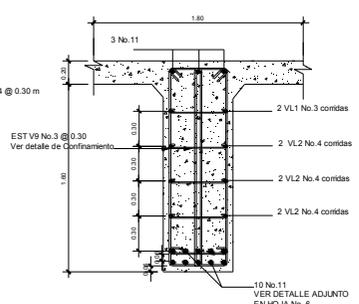
DETALLE ARMADO DE VIGA INTERIOR
ESCALA 1/20



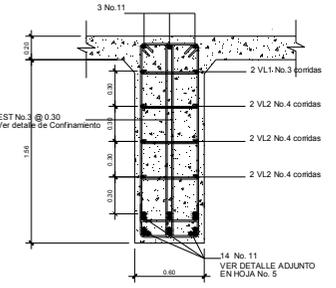
DETALLE ARMADO DE VIGA EXTERIOR
ESCALA 1/20



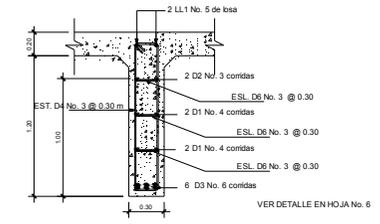
DETALLE ARMADO DE DIAFRAGMA INTERIOR
ESCALA 1/20



DETALLE ARMADO DE VIGA INTERIOR
ESCALA 1/20



DETALLE ARMADO DE DIAFRAGMA EXTERIOR
ESCALA 1/20



DETALLE ARMADO DE DIAFRAGMA EXTERIOR
ESCALA 1/20

REGLAMENTO ACI 318S - 05
7.6.2 LIMITES DE ESPACIAMIENTO DEL REFUERZO
Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o mas capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas, no menor de 2.5 cm

REGLAMENTO ACI 318 - 05
7.6.6 PAQUETES DE BARRAS
Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete para trabajar como unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete

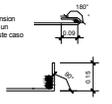
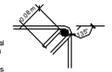
REGLAMENTO ACI 318 - 05
7.10.5.3 / 11.6.6.2 ESTRIBOS / CORTANTE Y TORSION
Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de cada esquina tenga apoyo lateral proporcionado por un estribo con un ángulo de 135 Grados con un espaciamiento máximo de 30 cms y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 15 cms entre

REGLAMENTO ACI 318 - 05
11.6.6.1 CORTANTE Y TORSION
El espaciamiento del refuerzo transversal no debe exceder de 30 cm

REGLAMENTO ACI 318 - 05
11.6.4.2 CORTANTE Y TORSION
El refuerzo transversal debe estar anclado por uno de los ganchos sísmicos con un ángulo de 135 Grados y una extensión libre de al menos 8 centímetros

REGLAMENTO ACI 318 - 05
7.1 ESTRIBOS Y GANCHOS DE ESTRIBO
Los ganchos sísmicos estándar de 180 Grados tendrán una extensión libre de 4 cm pero no menor de 7.0 cms, y los ganchos que forman un ángulo de 90 Grados tendrán una extensión libre de 12 cm para este caso la longitud libre será de 150 cms

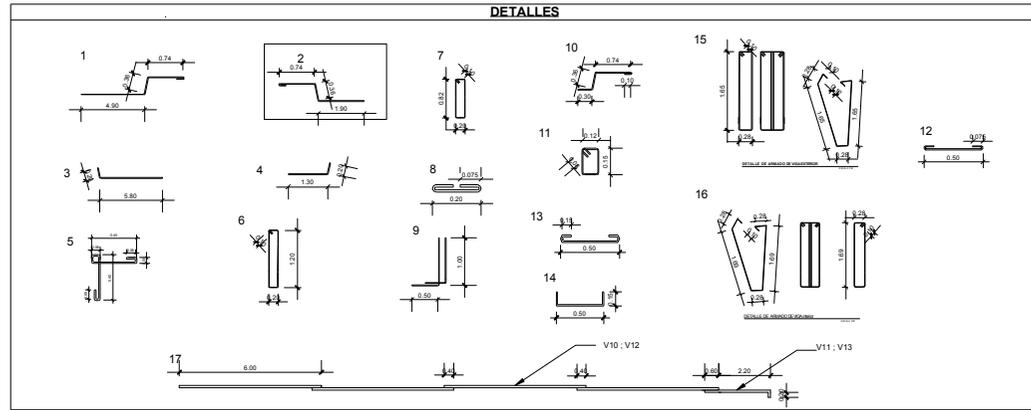
REGLAMENTO ACI 318 - 05
11.6.6.2 CORTANTE Y TORSION
Los estribos cerrados se deberán disponer de manera longitudinal alterada teniendo un apoyo lateral provisto que cada barra longitudinal de esquina y cada barra por la esquina de un estribo con un ángulo de no más 135 Grados



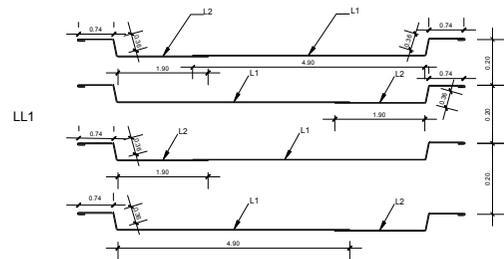
EL ARMADO DEL REFUERZO DE LOS DIAFRAGMAS DEBERÁ DE SEGUIR LAS MISMAS RESTRICCIONES QUE EL ARMADO DE LAS VIGAS

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		FACULTAD DE INGENIERIA	
OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION MUNICIPALIDAD DE SALAMA, BAJA VERAPAZ	CONTENIDO: ARMADO DE VIGAS Y DIAFRAGMAS	FECHA: 21-11-2020	PROYECTO: INDICADA
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE DOS VIAS, SALAMA - SAN MIGUEL CHICAJ	LUGAR: EL TEMPISQUE, SALAMA, BAJA VERAPAZ	PROYECTANTE: ALEXANDER RODAS	REVISOR: ALEXANDER RODAS
SUPERVISOR: ALEXANDER RODAS	OFICINA LOCAL DE PLANEACION	FECHA: 4	10

PLANILLA DE MATERIALES SUPERESTRUCTURA 26 ml									
CLASE	TIPO	TIPO	DIAMØ	LONG.	CANT.	No. Varrillas	DETALLE	OBSERVACIONES	
LOSA	L = 25 m	LL1	L1	5	6.00	126	126	1	
			L2	5	3.00	126	126	2	
			L3	5	6.00	126	252	3	
		LL2	L4	5	3.00	126	32	4	
			L5	3	6.00	35	35	RECTO	
			L6	3	1.50	35	8.75	RECTO	Sobran 1 No. 3 L = 1.50
			L7	4	6.00	44	44	RECTO	
			L8	4	1.50	44	11	RECTO	
			L9	4	1.25	20	4	6	
DIAFRAGMAS		D1	4	6.00	24	24	RECTO		
		D2	3	6.00	18	18	RECTO		
		D3	6	6.00	40	40	RECTO		
		D4	3	3.00	30	30	6		
		D5	3	2.24	60	30	7	124 U de restos de L6 y D5	
		D6	3	0.35	300	18	8	174 U 1 No. 3 SOBRA No. 3 L = 3.00 m	
POSTES		P1	5	1.50	104	26	9	Sobra 1 No. 5 L = 3.00 m	
		P2	5	1.50	78	20	10	Sobra 26 No. 3 L = 0.40 m	
		P3	3	0.70	208	28	11		
VIGAS		V1	11	6.00	120	120	RECTO		
		V2	11	3.00	4	2	RECTO		
		V3	11	2.00	12	6	RECTO		
		V4	11	2.50	46	6	RECTO		
		V5	4	0.80	192	192	13	Sobra 222 No. 4 L = 0.15 m	
		V6	4	0.80	499	192	13	Se usaran los restos de V9	
		V7	4	0.80	308	14	14	Se usaran los restos de V8	
		V8	3	4.06	612	15	15	sobran 6 2 No. 4 L = 1.94 m	
		V9	3	4.15	384	16	16	sobran 384 No. 4 L = 1.85 m	
		V10	3	3.00	8	2	17		
		V11	3	3.00	8	2	17		
		V12	4	6.00	24	24	17		
		V13	4	3.00	24	12	17		

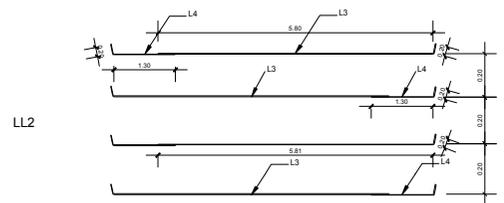


EL ARMADO DE LA CAMA INFERIOR DEBERA DE SER PUESTO DE TAL MANERA QUE QUEDEN INTERCALADOS LOS EMPALMES DE MODO QUE EL EMPALME EN UN MISMO COSTADO DE LA LOSA SE REPITA A CADA 40 CMS



ARMADO CAMA INFERIOR LL1

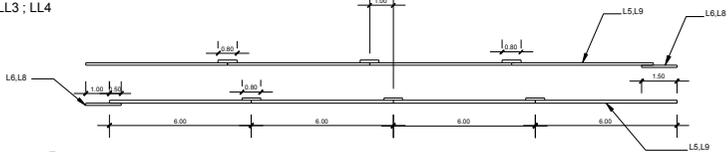
EL ARMADO DE LA CAMA SUPERIOR DEBERA DE SER PUESTO DE TAL MANERA QUE QUEDEN INTERCALADOS LOS EMPALMES DE MODO QUE EL EMPALME EN UN MISMO COSTADO DE LA LOSA SE REPITA A CADA 40 CMS



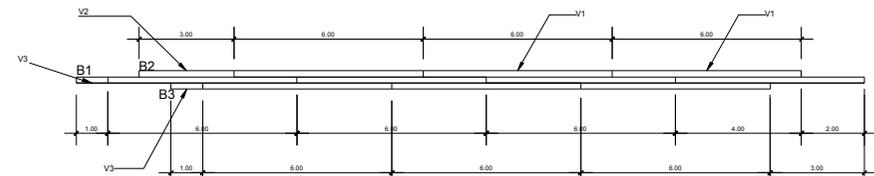
ARMADO CAMA SUPERIOR LL2

PARA EL ARMADO DEL REFUERZO LONGITUDINAL SE USARAN EMPALMES POR TOPES UTILIZANDO PARA LA UNION DE LAS BARRILLAS LOS RESTOS DEL REFUERZO DE LOS ESTRIBOS Y DE LA PLA, UTILIZANDO HIERROS CON UNA LONGITUD DE 80 CMS Y AMARRAS A CADA 10 CMS

DETALLE DE ARMADO PARA L5, L6, L7 Y L8 SERA EL MISMO ARMADO, A ACEPTACION DE LOS DIAMETROS VER PLANILLA DE MATERIALES EN ESTA MISMA HOJA



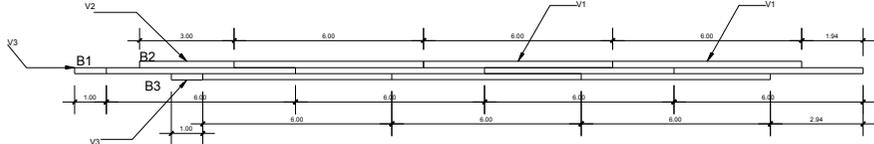
ARMADO REFUERZO LONGITUDINAL LL3 ; LL4



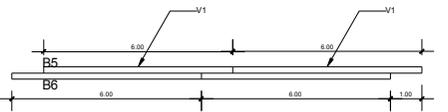
ARMADO MANOJO No.1 VIGA EXTERIOR, CAMA INFERIOR



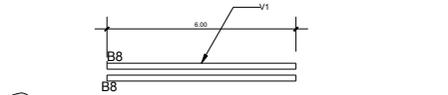
ARMADO MANOJO No.2 VIGA EXTERIOR, CAMA INFERIOR



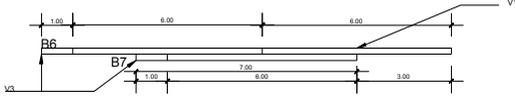
ARMADO MANOJO No.3 VIGA EXTERIOR, CAMA INFERIOR



ARMADO MANOJO No.4 VIGA EXTERIOR, CAMA SUPERIOR



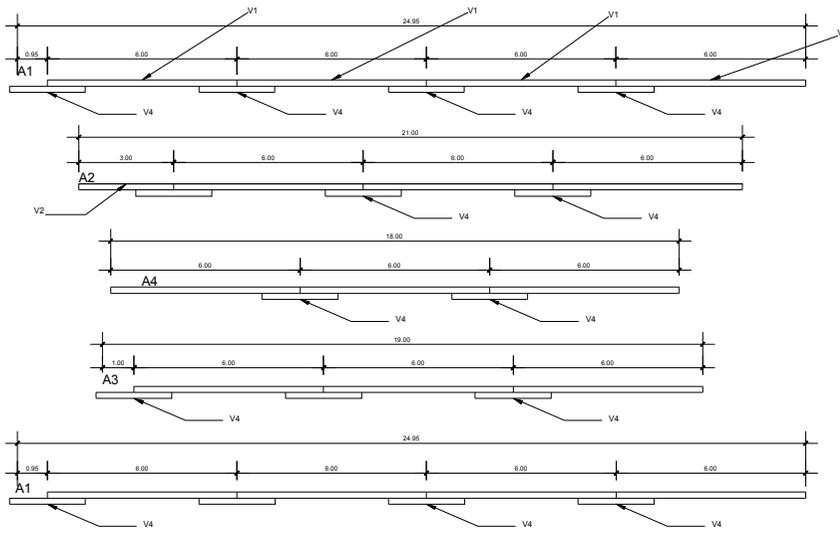
ARMADO MANOJO No.5 VIGA EXTERIOR, CAMA SUPERIOR



ARMADO MANOJO No.6 VIGA EXTERIOR, CAMA SUPERIOR

RESUMEN DE MATERIALES		
MATERIAL	CANTIDAD	
CONCRETO CLASE 4,000 PSI	153.2810 m3	2,070 sacos
BARRAS No. 3 de 20'	4,097.89 kgs	1,172 varillas
BARRAS No. 4 de 20'	2,675.06 kgs	412 varillas
BARRAS No. 5 de 20'	5,308.56 kgs	584 varillas
BARRAS No. 11 de 20'	6,090.30 kgs	134 varillas
TOTAL TE ACERO DE REFUERZO	18,171.82 kgs	
TUBO HG Ø 4" PARA DRENAJE	13.00 ml	26 tubos
TUBO HG Ø 2" PARA BARNADAL	108 ml	18 tubos
NEOPRENO		

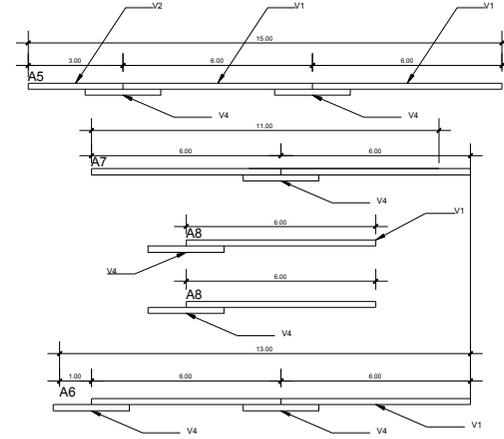
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA		
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION MUNICIPALIDAD DE SALAMÁ, BAJA VERAPAZ	CONTENIDO: EMPALMES SUPERESTRUCTURA	FECHA: JUN 10-2008
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE DOS VIAS SALAMÁ - SAN MIGUEL CHICAJ	USUARIO: EL TEMPSIQUE SALAMÁ, BAJA VERAPAZ	ESTADO: INDICADA
	ELABORADO: ALEXANDER RODAS	FECHA DE ELABORACION:
SUPERVISOR: ALEXANDER RODAS	OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION	FECHA DE APROBACION:
		FECHA DE APROBACION:



ARMADO DE BARRAS CAMA INFERIOR DE VIGA INTERIOR

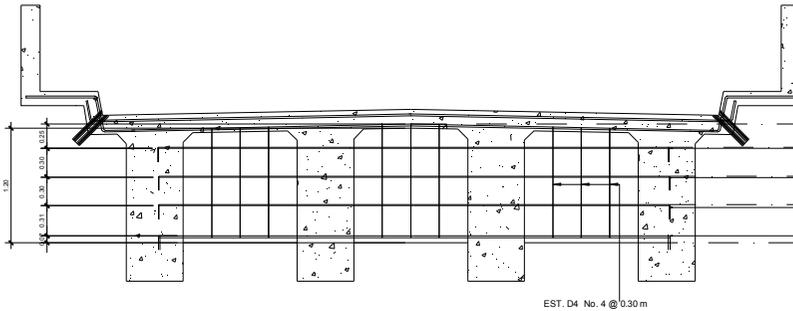
ESCALA 1/75

EL ARMADO PRINCIPAL DE LA VIGA INTERIOR SE HARÁ CON BARRAS No. 11 USANDO EMPALMES POR TOPE DE GARANTÍA LOS RESTOS DE BARRAS No. 11 DE LA PILA CENTRAL Y No. 10 DE ESTRIBOS PARA EL AMARRE



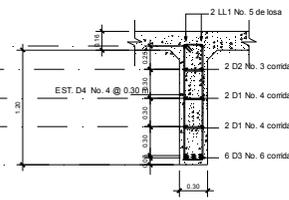
ARMADO DE BARRAS CAMA SUPERIOR DE VIGA INTERIOR

ESCALA 1/75



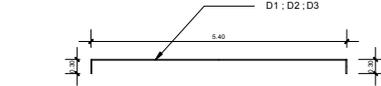
DETALLE ARMADO DIAFRAGMAS INTERIORES

ESCALA 1/50



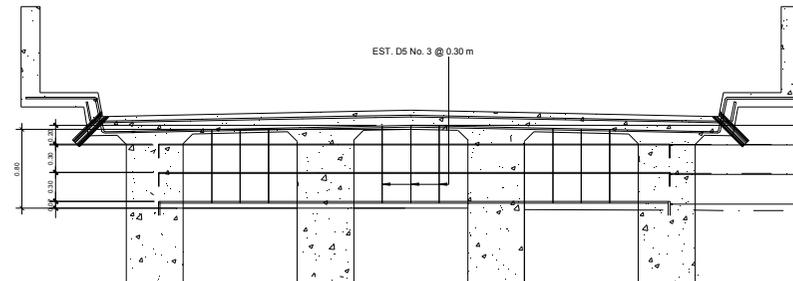
DETALLE ARMADO DIAFRAGMAS INTERIORES

ESCALA 1/50



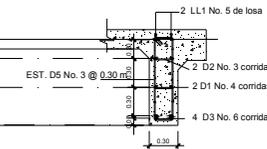
DETALLE DE REFUERZO LONGITUDINAL PARA DIAFRAGMAS

ESCALA 1/50



DETALLE ARMADO DIAFRAGMAS EXTERIORES

ESCALA 1/50



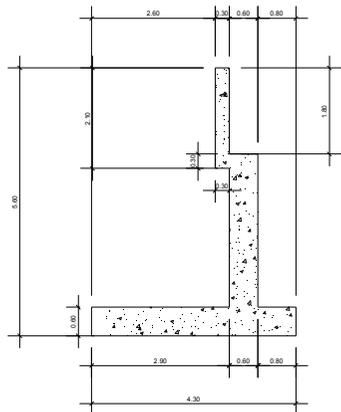
DETALLE ARMADO DIAFRAGMAS EXTERIORES

ESCALA 1/50

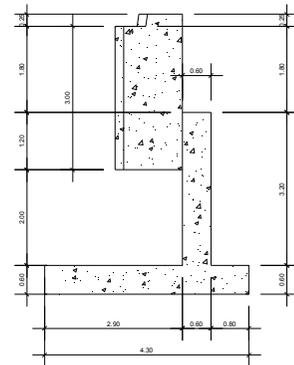
SE USARAN BARRAS DE 6 ML CON GANCHOS EN LOS EXTREMOS DE 0.30 M PARA LAS BARRAS DE REFUERZO POR TEMPERATURA No. 3 Y 4; PARA EL REFUERZO PRINCIPAL SE USARAN BARRAS No. 6

SE USARA EL MISMO DETALLE DE REFUERZO LONGITUDINAL PARA DIAFRAGMAS INTERIORES Y EXTERIORES

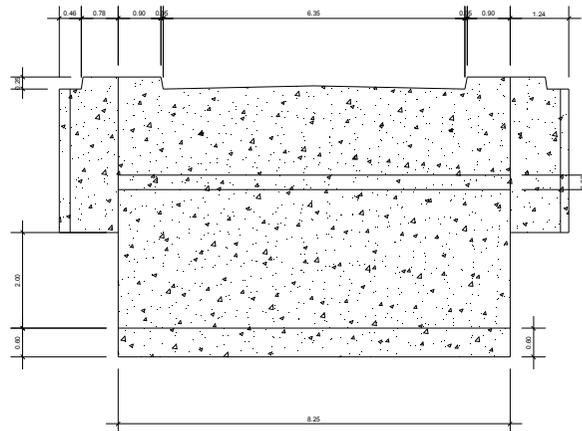
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION MUNICIPALIDAD DE SALAMA, BAJA VERAPAZ	CONTIENE: EMPALMES SUPERESTRUCTURA	FECHA: JULIO 2008	PROYECTO: FUENTE VEHICULAR DE DOS VIAS, SALAMA, BAJA VERAPAZ
	LUGAR: EL TEMPUSQUE SALAMA, BAJA VERAPAZ	INDICADA	
	DISEÑO: ALEXANDER RODAS	HOJA No.	6
	REVISOR: ALEXANDER RODAS	TOTAL	10
SUPERVISOR UNIDAD	OFICINA MAJ. DE PLANIFICACION		



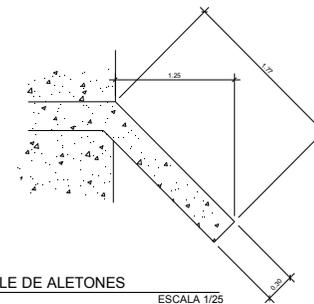
ELEVACIÓN TRANSVERSAL DE ESTRIBO
ESCALA 1/50



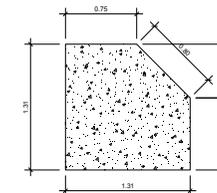
ELEVACIÓN TRANSVERSAL DE ESTRIBO
ESCALA 1/50



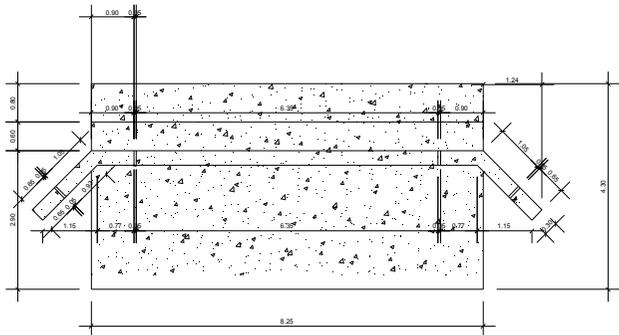
ELEVACIÓN LONGITUDINAL DE ESTRIBO
ESCALA 1/50



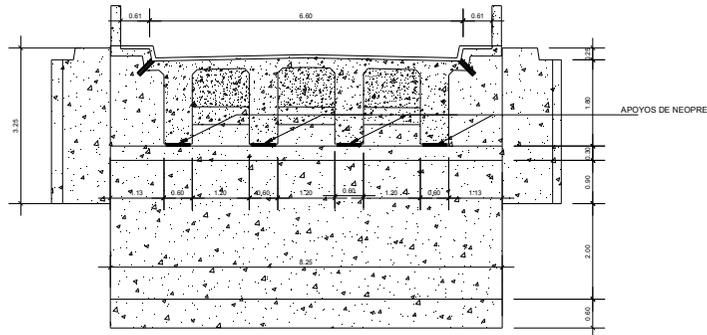
DETALLE DE ALETONES
ESCALA 1/25



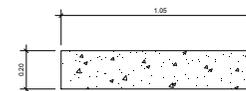
ELEVACIÓN DETALLE DE REMATE
ESCALA 1/25



PLANTA DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO
ESCALA 1/50

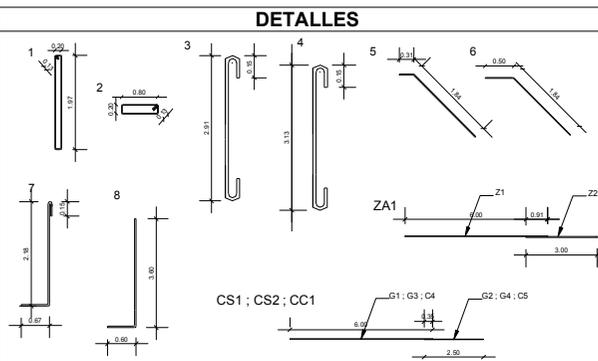


ESTRUCTURA DE ESTRIBO
ESCALA 1/50



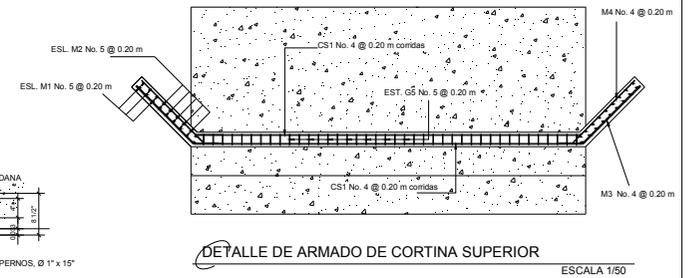
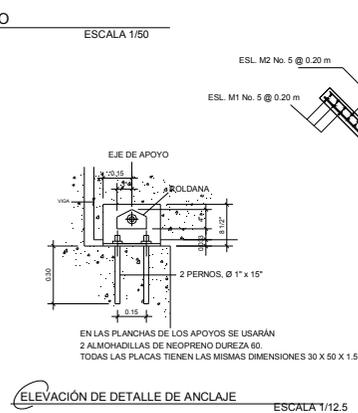
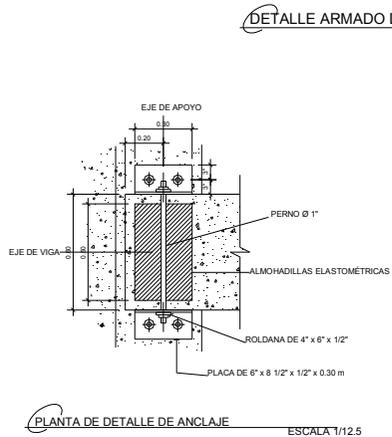
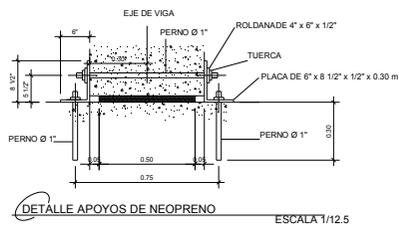
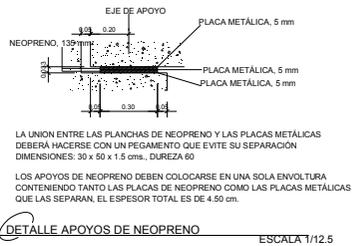
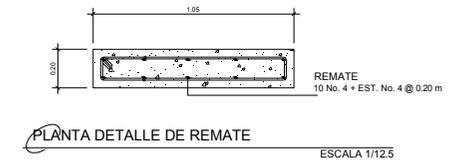
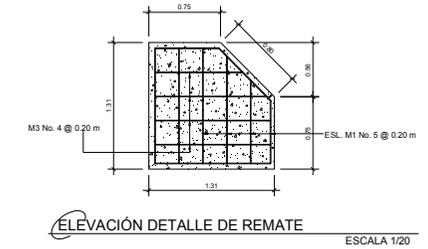
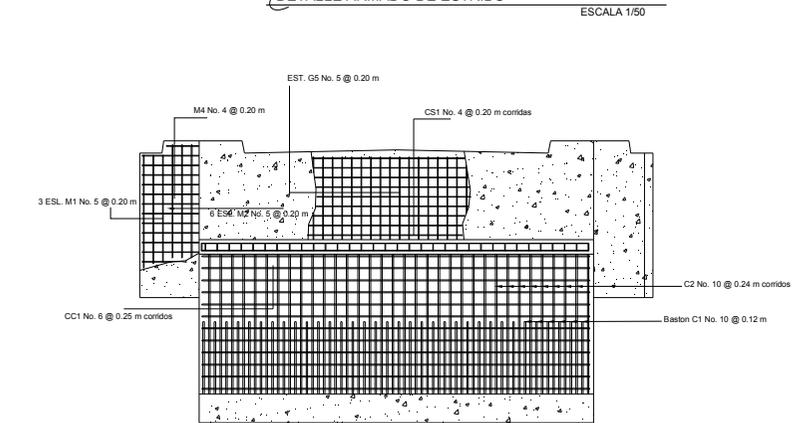
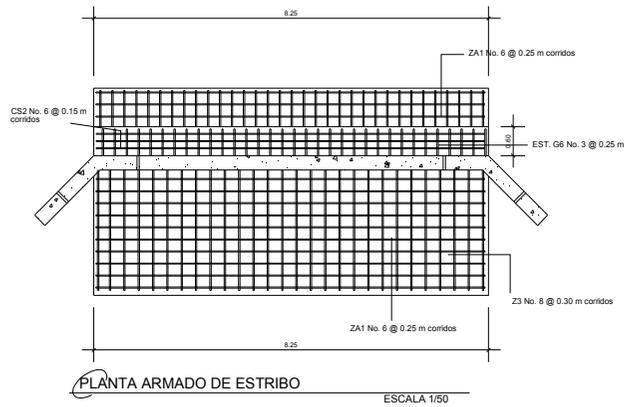
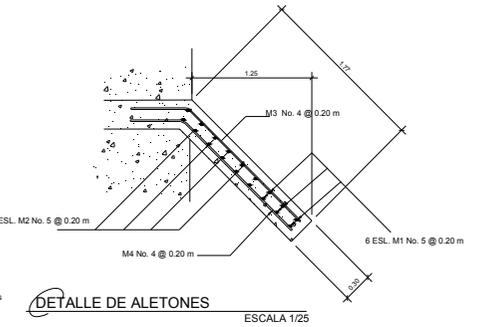
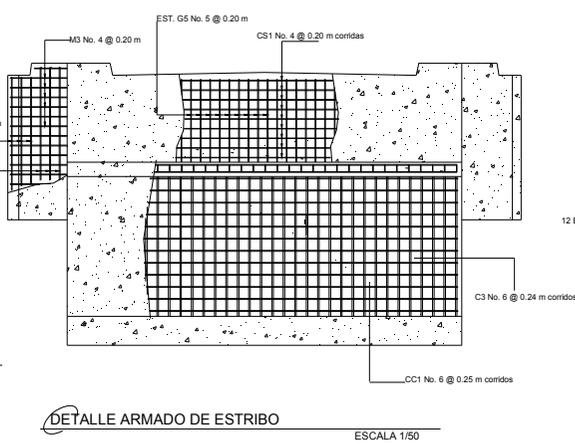
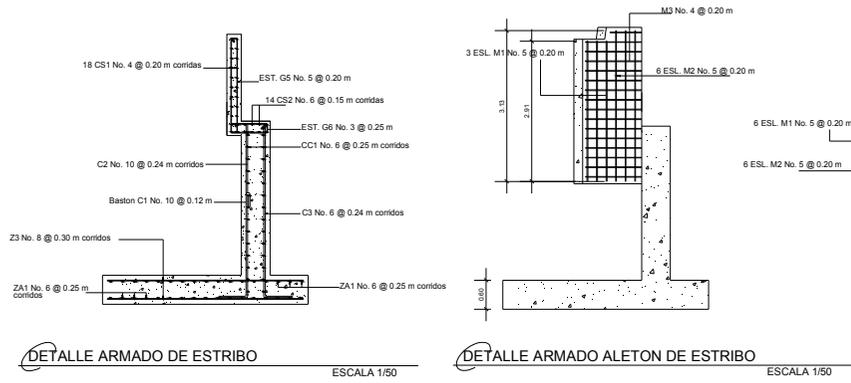
PLANTA DETALLE DE REMATE
ESCALA 1/12.5

PLANILLA DE MATERIALES PARA UN ESTRIBO									
	CLASE	TIPO	TIPO	DIAMØ	LONG.	CANT.	No. Varrillas	DETALLE	OBSERVACIONES
CORTINA SUPERIOR	fy = 4.200	CS1	G1	4	6.00	18	18	RECTO	Sobran 18 No. 4 L = 1.00
	fy = 4.200		G2	4	2.50	18	9	RECTO	
	fy = 4.200		G3	6	6.00	14	14	RECTO	
	fy = 2.810	CS2	G4	6	2.50	14	7	RECTO	Sobran 14 No. 6 L = 1.00
	fy = 2.810		G5	5	4.60	40	40	1	Sobran 40 No. 5 L = 1.40
	fy = 2.810		G6	3	2.26	16	16	2	Sobran 16 No. 3 L = 1.48
ALETONES	fy = 2.810		M1	5	3.17	12	12	3	Sobran 12 No. 5 L = 2.83 m
	fy = 2.810		M2	5	3.39	24	24	4	Sobran 24 No. 5 L = 2.61 m
	fy = 2.810		M3	4	2.15	32	16	5	Sobran 16 No. 4 L = 1.70 m
	fy = 2.810		M4	4	2.34	32	16	6	Sobran 16 No. 4 L = 1.32 m
CORTINA CENTRAL	fy = 2.810	CC1	C1	10	3.00	34	17	7	
	fy = 2.810		C2	10	4.20	34	34	8	Sobran 34 No. 10 L = 1.80 m
	fy = 2.810		C3	6	4.20	34	34	8	Sobran 30 No. 6 L = 1.80
	fy = 2.810		C4	6	6.00	28	28	RECTO	
	fy = 2.810		C5	6	2.50	28	14	RECTO	Sobran 14 No. 6 L = 1.00 m
ZAPATA	fy = 2.810	ZA1	Z1	6	6.00	34	34	RECTO	
	fy = 2.810		Z2	6	3.00	34	17	RECTO	
	fy = 2.810		Z3	8	4.10	56	56	RECTO	Sobra 56 No. 8 L = 1.90 m

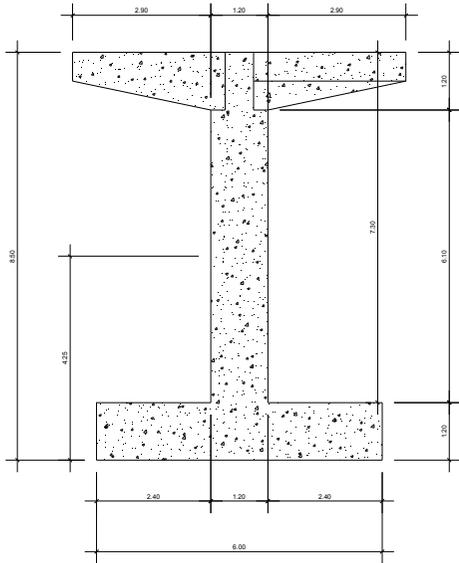


RESUMEN DE MATERIALES		
MATERIAL	CANTIDAD	
CONCRETO CLASE 4,000 PSI	40.8375 m ³	552 sacos
BARRAS No. 3 de 20"	55.944 kgs	16 BARRAS
BARRAS No. 4 de 20"	383.075 kgs	59 BARRAS
BARRAS No. 5 de 20"	380.000 kgs	76 BARRAS
BARRAS No. 6 de 20"	1.772.55 kgs	117 BARRAS
BARRAS No. 8 de 20"	1.272.60 kgs	56 BARRAS
BARRAS No. 10 de 20"	2.317.95 kgs	51 BARRAS
TOTAL DE REFUERZO	6,182.12 kgs	

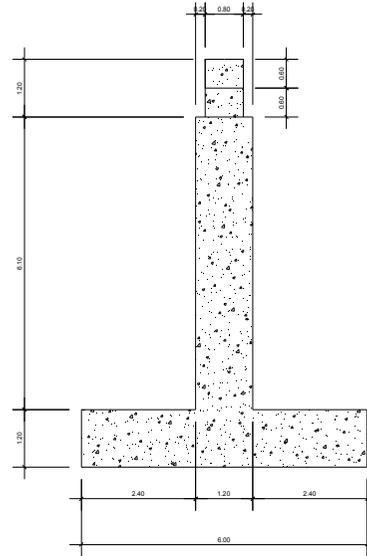
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA		
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION MUNICIPALIDAD DE SALAMÁ, BAJA VERAPAZ	CONTENIDO: ESTRUCTURA DE ESTRIBO	FECHA: JUNIO-2008
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE DOS VIAS, SALAMÁ - SAN MIGUEL CHICAJ	LUGAR: EL TEMPSQUE SALAMÁ, BAJA VERAPAZ	PROYECTO: INDICADA
	ELABORADO: ALEXANDER RODAS	HOJA No. 7
	REVISADO: ALEXANDER RODAS	10



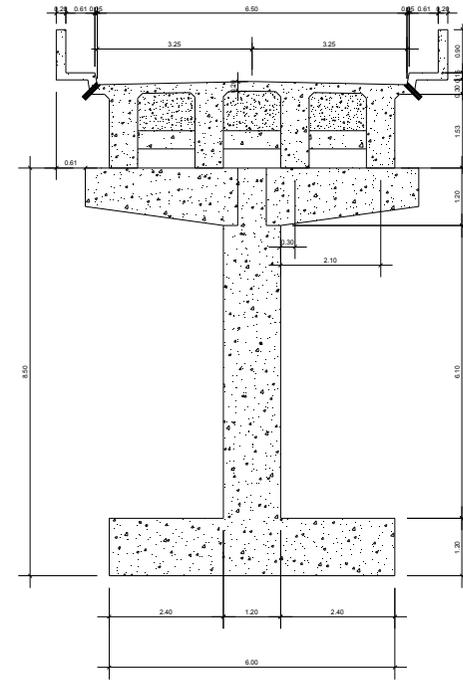
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA		
ORIGEN: MUNICIPALIDAD DE PLANIFICACION MUNICIPALIDAD DE SALAMA, BAJA VERAPAZ	CONTIENE: ARMADO DE ESTRIBO	FECHA: 18.10.2.008
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE DOS VIAS, SALAMA - SAN MIGUEL CHICAJ	OPERA: EL TEMPISQUE SALAMA, BAJA VERAPAZ	TIPO DE: INDICADA
	AUTORES: ALEXANDER RODAS	HOJA: 8
	REVISOR: ALEXANDER RODAS	TOTAL: 10



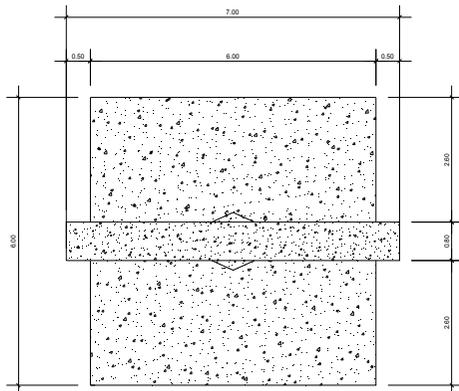
ELEVACIÓN TRANSVERSAL PILA CENTRAL
ESCALA 1/50



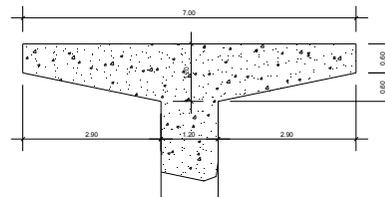
ELEVACIÓN LONGITUDINAL PILA CENTRAL
ESCALA 1/50



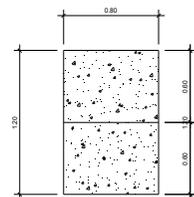
ELEVACIÓN TRANSVERSAL PILA Y SUPERESTRUCTURA
ESCALA 1/50



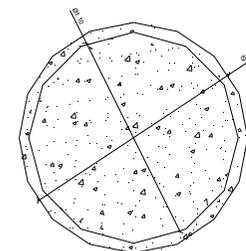
PLANTA DE CIMENTO
ESCALA 1/50



ELEVACIÓN LONGITUDINAL VIGA DE APOYO
ESCALA 1/50

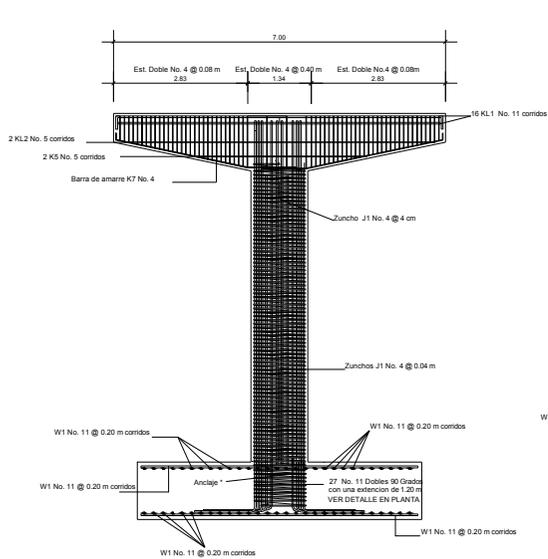


ELEVACIÓN TRANSVERSAL VIGA DE APOYO
ESCALA 1/20



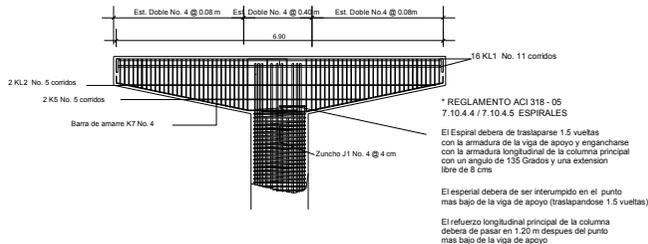
DETALLE TRANSVERSAL DE PILA CENTRAL
ESCALA 1/20

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		
FACULTAD DE INGENIERIA		
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION MUNICIPALIDAD DE SALAMA, BAJA VERAPAZ	CONTINENTAL ESTRUCTURA DE PILA CENTRAL	FECHA JULIO-2008
PROYECTO PUENTE VEHICULAR DE DOS VIAS, SALAMA - SAN MIGUEL CHICAJ	LUGAR EL TEMPISQUE SALAMA, BAJA VERAPAZ	INDICADA
PROFESOR ALEXANDER RODAS	PROYECTISTA ALEXANDER RODAS	FECHA DEL DISEÑO 9
SUPERVISOR UNIDAD DE OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION	PROYECTISTA ALEXANDER RODAS	FECHA DEL DISEÑO 10



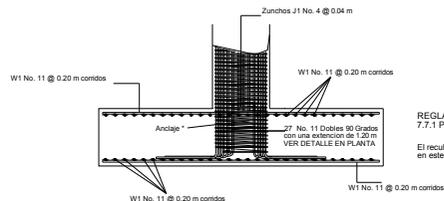
DETALLE ARMADO PILA CENTRAL

ESCALA 1/50



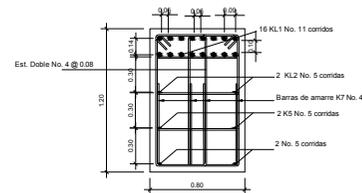
DETALLE ARMADO VIGA DE APOYO

ESCALA 1/20



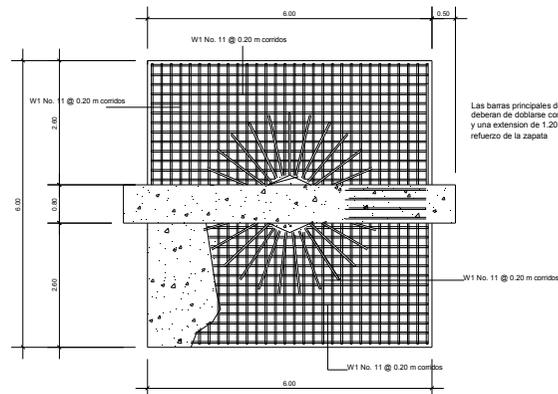
DETALLE ARMADO DE CIMENTO

ESCALA 1/50



DETALLE ARMADO VIGA DE APOYO

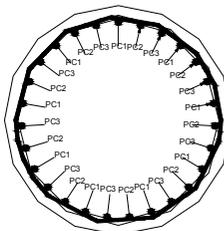
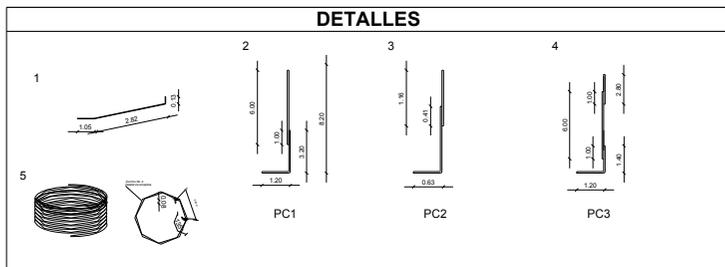
ESCALA 1/20



PLANTA ARMADO DE CIMENTO

ESCALA 1/50

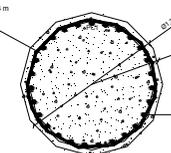
PLANILLA DE MATERIALES PARA PILA CENTRAL									
	CLASE	TIPO	TIPO	DIAMØ	LONG.	CANT.	No. Varrillas	DETALLE	OBSERVACIONES
VIGA DE APOYO	fy = 4,200	KL1	K1	11	6.00	16	16	RECTO	
	fy = 4,200		K2	11	2.00	16	5	RECTO	Sobran 1 No.11 L = 4.00
	fy = 4,200	KL2	K3	5	6.00	2	2	RECTO	
	fy = 4,200		K4	5	1.00	2	1	RECTO	Sobran 1 No.5 L = 4.00
	fy = 4,200	K5	5	3.67	2	2	RECTO	1 de K4 sobra 1 No.5 L = 2.33m	
	fy = 4,200	K6	5	1.24	2	1	RECTO	De P2 (postes)	
	fy = 4,200	K7	4	4.00	8	8	1	RECTO	Sobran 8 No.4 L = 2.00 m
PILA CENTRAL	fy = 4,200	PC1	S1	11	6.00	18	18	2	
	fy = 4,200		S2	11	4.40	9	9	2	Sobran 9 No.11 L = 1.60 m
	fy = 4,200	PC2	S3	11	6.00	9	9	3	
	fy = 4,200		S4	11	3.20	9	9	3	Sobran 9 No.11 L = 2.80m
	fy = 4,200	PC3	S5	11	2.60	9	4	4	4 DE S4
	fy = 4,200		S6	11	2.80	9	4	4	4 DE S4
fy = 4,200	J1	4	12.00	25	25	5			
ZAPATA	fy = 4,200		W1	11	6.00	120	120	RECTO	



DETALLE DE EMPALMES

ESCALA 1/12.5

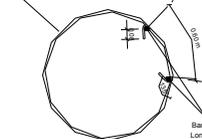
REGLAMENTO ACI 318 - 05
7.10.4 ESPIRALES
El espaciamiento libre entre helices no debe de exceder de 8 cm ni ser menor de 2.5 cm



REGLAMENTO ACI 318 - 05
7.10.4.5 DISTANCIAS MINIMAS PARA EMPALMES

El empalme del zuncho debera ser por lo menos 0.60 m y sujetarse a las barras principales de la columna con un gancho de 135 Grados y una extensión libre de 0.08 m

Zuncho No. 4
Detalle de empalme



Barra No. 11 Refuerzo principal Longitudinal de Columna

DETALLE TRANSVERSAL DE PILA

ESCALA 1/20

REGLAMENTO ACI 318 - 05
7.5 COLOCACION DEL REFUERZO (7.5.4)

El empalme debera de ser con alambre de acero dulce en todos los casos sea cual sea el motivo quedara estrictamente prohibido el uso de soldadura para un empalme o cualquier otra union o escara

RESUMEN DE MATERIALES		
MATERIAL	CANTIDAD	
CONCRETO CLASE 5,800 PSI	56.10 m3	758 sacos
BARRAS No. 4 de 20'	51.94 kgs	8 BARRAS
BARRAS No. 4 de 40'	378.75 kgs	25 BARRAS
BARRAS No. 5 de 20'	54.54 kgs	6 BARRAS
BARRAS No. 11 de 20'	2,999.70 kgs	66 BARRAS
TOTAL DE REFUERZO	3,484.93 kgs	

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION MUNICIPALIDAD DE SALAMA, BAJA VERAPAZ	CONTENIDO: ARMADO DE PILA CENTRAL	PROYECTO: PUNTE VEHICULAR DE DOS VIAS, SALAMA - SAN MIGUEL, CHICAL	FECHA: JUL-2008
USUARIO: EL TEMPOQUE	ELABORADO: ALEXANDER RODAS	REVISADO: ALEXANDER RODAS	INDICADA: 10
SUPERVISOR: ALEXANDER RODAS	REVISOR: ALEXANDER RODAS	REVISOR: ALEXANDER RODAS	INDICADA: 10