



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**MANUAL PRÁCTICO PARA EL PRE-DIMENSIONAMIENTO DE
PUENTES EN ACERO Y CONCRETO, PARA UNA LUZ MENOR A
15 METROS**

**Héctor Kelinton Ramos García
Asesorado por Ing. Murphy Olympos Paiz Recinos**

Guatemala, octubre de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**MANUAL PRÁCTICO PARA EL PRE-DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES
EN ACERO Y CONCRETO, PARA UNA LUZ MENOR A 15 METROS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

**PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

POR

Héctor Kelinton Ramos García

Asesorado por Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos

**AL CONFERIRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

Guatemala, octubre de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortíz de León
VOCAL V	P.A. José Alfredo Ortíz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADORA	Inga. Patricia Villatoro de Escobar
EXAMINADORA	Inga. Carmen Marina Mérida Alva
EXAMINADOR	Ing. Nicolás de Jesús Guzmán Sáenz
SECRETARIO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

MANUAL PRÁCTICO PARA EL PRE-DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES EN ACERO Y CONCRETO, PARA UNA LUZ MENOR A 15 METROS,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería civil, el 6 de marzo de 2008.



Héctor Kelinton Ramos García

Guatemala, 15 de junio de 2010.

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


Ingeniero Montenegro:

Me dirijo a usted para informarle que ha finalizado la etapa de asesoría del Trabajo de Graduación del estudiante **Héctor Kelinton Ramos García**, quien se identifica con cané universitario No. 9416228, previo a obtener el título de Ingeniero Civil.

El trabajo en mención se titula: **MANUAL PRÁCTICO PARA EL PRE-DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES DE ACERO Y CONCRETO, PARA UNA LUZ MENOR A 15 METROS.**

Después de haber revisado dicho trabajo, considero que este cumple con los objetivos propuestos en el protocolo aprobado por esta Escuela y para los efectos correspondientes, me suscribo de usted.

Atentamente,



Murphy Olympo Paiz Recinos
Ingeniero Civil
Colegiado No. 3706
Asesor



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
2 de agosto 2010

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

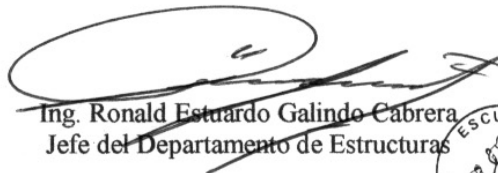
Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **MANUAL PRÁCTICO PARA EL PRE-DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES EN ACERO Y CONCRETO, PARA UNA LUZ MENOR A 15 MÉTROS**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Héctor Kelinton Ramos García, quien contó con la asesoría del Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

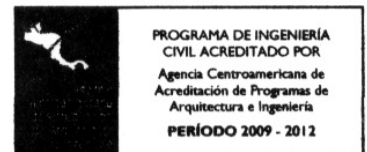

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Héctor Kelinton Ramos García, titulado **MANUAL PRÁCTICO PARA EL PRE-DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES EN ACERO Y CONCRETO, PARA UNA LUZ MENOR A 15 MÉTROS**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

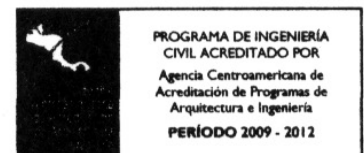

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, octubre de 2010

/bbdeb.

Más de **130** Años de Trabajo Académico y Mejora Continua





DTG. 344.2010

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: **MANUAL PRÁCTICO PARA EL PRE-DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES EN ACERO Y CONCRETO, PARA UNA LUZ MENOR A 15 METROS**, presentado por el estudiante universitario **Héctor Kelinton Ramos García**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 29 de octubre de 2010

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

- DIOS** Cuya fuente de sabiduría, me ha orientado por el buen camino, sabiendo siempre que él está presente en todo.
- Mis padres** Cuya fuerza inalcanzable, me han apoyado a lo largo de mi vida incondicionalmente y cuyo ejemplo seguiré siempre.
- Mi familia** Que siempre ha estado a mi lado, en las buenas y las malas, por la cual siempre lucharé.

AGRADECIMIENTOS

Vengan, cantemos al Señor con alegría; cantemos a nuestro protector y salvador. Entremos en su presencia con gratitud y cantemos himnos en su honor, gracias por la sabiduría. Salmos 95:1,2.

A toda mi familia, por su apoyo y comprensión.

Al arquitecto Francisco Ballesteros, por su ayuda a la elaboración de este documento.

Al Ingeniero Murphy Paiz Recinos, mi asesor, por su ayuda y dirección para realizar este trabajo.

A mis amigos, por apoyarme y estar siempre cuando los necesito.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	XI
LISTADO DE SÍMBOLOS	XVII
GLOSARIO	XXI
RESUMEN	XXVII
OBJETIVOS	XXIX
INTRODUCCIÓN	XXXI
1. GENERALIDADES SOBRE PUENTES	1
1.1. Breve historia sobre los puentes	1
1.2. Funciones de los puentes	2
1.3. Tipos de puentes	3
1.3.1. Puentes de acero	3
1.3.1.1. Puentes de vigas	4
1.3.1.2. Puentes de travesaños armados	4
1.3.1.3. Puentes de armadura	5
1.3.1.4. Puentes colgantes	5
1.3.1.5. Puentes en arco	6
1.3.1.6. Puentes sostenidos por cables	7
1.3.2. Puentes de concreto reforzado	8
1.3.3. Puentes de concreto preesforzado	8
1.4. Localización de un puente	10
1.5. Especificaciones generales	12
1.5.1. Consideraciones de diseño	13
1.5.2. Normas de diseño	13

2. ESTUDIOS PRELIMINARES	17
2.1. Estudio topográfico	17
2.2. Estudio hidrológico e hidráulico	18
2.2.1. Localización del área estudiada	18
2.2.2. Hidrología y cálculo de caudales	19
2.2.2.1. Intensidad de lluvias	19
2.2.2.2. Área de cuencas	20
2.2.2.3. Cálculo de caudales	21
2.2.3. Capacidad hidráulica de la estructura	21
2.3. Estudio de suelos	22
2.3.1. Perfil del sub-suelo	23
2.3.2. Ensayos de laboratorio	24
2.3.3. Protección del cauce	24
2.4. Estudio geológico del cauce	25
2.4.1. Geomorfología de la cuenca	25
2.4.2. Características geológicas de la cuenca	25
3. ELEMENTOS QUE COMPONEN UN PUENTE	27
3.1. Sub-estructura	27
3.1.1. Gaviones	28
3.1.2. Estribos de concreto	28
3.1.3. Pilas	29
3.1.4. Zapatas	30
3.1.5. Pilotes	31
3.1.6. Super-estructura	32
3.1.7. Losa principal	33
3.1.8. Banquetas	34
3.1.9. Pasamanos	35
3.1.10. Carpeta asfáltica, según diseño	35

3.1.11.	Apoyos de neopreno	36
3.2.	Juntas en los puentes	39
3.2.1.	Variación de la temperatura	39
3.2.2.	Temperatura efectiva	39
3.2.3.	Rango de temperatura	40
3.2.4.	Coeficiente de expansión térmica del concreto	41
3.2.5.	Temperatura inicial del puente	41
3.2.6.	Contracción por secado del concreto	42
3.2.7.	Movimiento de rotación	42
3.2.8.	Movimientos que se producen en las juntas	43
3.2.8.1.	Movimiento por cambios de temperatura	44
3.2.8.2.	Contracción del secado del concreto	44
3.2.8.3.	Contracción por fluencia del concreto	45
3.2.9.	Juntas utilizadas en puentes	46
3.2.9.1.	Juntas abiertas	48
3.2.9.2.	Junta placa deslizante	48
3.2.9.3.	Junta con angulares en sus bordes	49
3.2.9.4.	Junta con placas en sus bordes	50
3.2.9.5.	Junta con angulares superiores	50
3.2.9.6.	Junta con placa en forma de dedos	51
3.2.9.7.	Juntas ahogadas	52
4.	PRE-DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES EN ACERO	53
4.1.	Cargas de diseño	53
4.1.1.	Cargas muertas	54
4.1.2.	Cargas vivas	54
4.1.3.	Impacto	55
4.2.	Conexiones en los puentes	55
4.2.1.	Conexiones con pernos	55

4.2.2.	Conexiones soldadas	56
4.3.	Materiales para la super-estructura	56
4.3.1.	Vigas armadas tipo Joist	56
4.3.2.	Vigas de molino y vigas armadas	57
4.4.	Diseño estructural para puentes en acero	58
4.4.1.	Datos para el diseño	58
4.4.2.	Diseño de losa con el sistema metal-deck	59
4.4.2.1.	Elementos del metal-deck	60
4.4.2.2.	Tablas de diseño	60
4.4.2.3.	Diseño estructural	63
4.4.2.4.	Cálculo de la carga distribuida por CM y CV	64
4.4.2.5.	Deflexiones permisibles	65
4.4.2.6.	Esfuerzos en losa metal-deck (losa acero)	66
4.4.2.7.	Chequeos en losa metal-deck (losa acero)	71
4.4.2.7.1.	Chequeo por envolventes de momento	72
4.4.2.7.2.	Chequeo por punzonamiento	73
4.4.2.7.3.	Chequeo por cortante vertical	74
4.4.2.7.4.	Chequeo deflexiones por carga viva	74
4.4.2.7.5.	Chequeo capacidad a flexión	75
4.4.2.8.	Conectores Nelson Stud, pernos de corte	76
4.4.3.	Diseño de losa por coeficientes de carga	76
4.4.4.	Diseño de diafragmas	81
4.4.5.	Diseño de vigas por coeficientes de carga	82
4.4.5.1.	Integración de cargas muertas	83
4.4.5.2.	Integración de cargas vivas	83
4.4.5.3.	Momentos flectores	84
4.4.5.4.	Propiedades de la sección	87

4.4.5.5.	Comprobación del pandeo	89
4.4.5.6.	Sección compuesta para momentos	92
4.4.5.7.	Esfuerzos en la sección compuesta	95
4.4.5.8.	Chequeo de cortante	96
4.4.5.9.	Diseño de rigidizantes	96
4.4.5.10.	Conectores de corte	101
4.4.5.11.	Deflexiones permisibles	103
5.	PREDIMENSIONAMIENTO DE PUENTES EN CONCRETO	105
5.1.	Cargas de diseño	105
5.1.1.	Carga muerta	105
5.1.2.	Carga viva	106
5.1.3.	Aplicación de la carga viva	107
5.1.4.	Carga de impacto	108
5.1.5.	Banquetas	109
5.1.6.	Bordillos	110
5.1.7.	Barandas	110
5.2.	Fuerzas de diseño	111
5.2.1.	Fuerzas de viento	111
5.2.2.	Fuerzas térmicas	112
5.2.3.	Fuerzas de sismo	113
5.2.4.	Fuerza de frenado	115
5.2.5.	Fuerzas centrífugas	115
5.3.	Diseño estructural	116
5.3.1.	Datos para el diseño	116
5.3.2.	Diseño de losa	117
5.3.2.1.	Momentos por carga muerta	118
5.3.2.2.	Momentos por carga viva	119
5.3.2.3.	Factor de impacto	119

5.3.2.4.	Integración de cargas últimas	119
5.3.2.5.	Acero de refuerzo para losa	120
5.3.3.	Diseño de acera (banqueta)	123
5.3.4.	Armado final de postes y barandas	124
5.3.5.	Diseño para las vigas principales	125
5.3.5.1.	Momentos por carga muerta	125
5.3.5.2.	Momentos por carga viva	126
5.3.5.3.	Factor de impacto	130
5.3.5.4.	Fuerza de frenado	130
5.3.5.5.	Factor de distribución	130
5.3.5.6.	Integración de cargas	132
5.3.5.7.	Acero de refuerzo para vigas	132
5.3.5.8.	Comprobación del corte último	135
5.3.6.	Diseño para las vigas exteriores	139
5.3.6.1.	Momentos por carga muerta	139
5.3.6.2.	Momentos por carga viva	140
5.3.6.3.	Factor de impacto	141
5.3.6.4.	Fuerza de frenado	142
5.3.6.5.	Factor de distribución	142
5.3.6.6.	Integración de cargas	143
5.3.6.7.	Acero de refuerzo para vigas	144
5.3.6.8.	Comprobación del corte último	145
5.3.7.	Diseño de vigas secundarias (diafragmas)	149
5.3.7.1.	Dimensionamiento de diafragmas	150
5.3.7.2.	Diseño de diafragmas interiores	150
5.3.7.3.	Diseño de diafragmas exteriores	153

6. DISEÑO DE ESTRIBOS DE ENTRADA Y SALIDA	155
6.1. Diseño de aleros	155
6.2. Diseño de cortina	160
6.3. Diseño de viga de apoyo	164
6.4. Diseño de muro de contención	167
6.5. Cálculo de estabilidad del estribo	171
6.5.1. Factor de seguridad al volteo	171
6.5.2. Factor de seguridad al deslizamiento	172
6.5.3. Revisión de las presiones en el terreno	172
6.6. Cargas y fuerzas actuantes sobre el pie de la base	173
6.7. Cargas y fuerzas actuantes sobre el talón de la base	175
6.8. Diseño del refuerzo de acero para el cuerpo del estribo	176
7. CUANTIFICACIÓN Y PRESUPUESTO PARA PUENTE EN ACERO, BASADO EN PROTOTIPO	179
7.1. Cuantificación del puente en acero	179
7.2. Integración de costos unitarios	181
7.3. Ejemplo de costo unitario	182
7.4. Presupuesto del puente en acero	183
8. CUANTIFICACIÓN Y PRESUPUESTO PARA PUENTE EN CONCRETO, BASADO EN PROTOTIPO	185
8.1. Cuantificación del puente en concreto	185
8.2. Integración de costos unitarios	187
8.3. Ejemplo de costo unitario	187
8.4. Presupuesto del puente en concreto	189
8.5. Comparaciones de costos entre puente en acero y en concreto	189

9. GUÍA GENERAL PARA EL PRE-DIMENSIONAMIENTO DE Puentes EN ACERO Y CONCRETO	191
9.1. Guía para el pre-dimensionamiento de puentes en acero	191
9.1.1. Tablas generales para puentes en acero	192
9.2. Guía para el pre-dimensionamiento de puentes en concreto	193
9.2.1. Tablas generales para puentes en concreto	194
10. IMPACTO AMBIENTAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES	195
10.1. Principios de evaluación	195
10.1.1. Impacto ambiental no significativo	195
10.1.2. Impacto ambiental significativo	196
10.2. Impactos y medidas de mitigación	197
10.3. Evaluación rápida	197
10.3.1. Información general	197
10.3.2. Tipo de proyecto	197
10.3.3. Consideraciones especiales	197
10.3.3.1. Consideraciones sobre áreas protegidas	198
10.3.3.2. Consideraciones sobre ecosistemas naturales	198
10.3.3.3. Otras consideraciones	198
10.4. Impactos ambientales negativos durante la construcción	199
10.5. Impactos ambientales negativos durante la operación	199
10.6. Impactos de las medidas de mitigación	200
10.7. Costos de aplicación de las medidas de mitigación	201
10.8. Recomendaciones de la evaluación	202

11. PLANOS GENERALES (BASADO EN PROTOTIPO)	203
11.1. Planos para el puente en acero	203
11.2. Planos para el puente en concreto	209
11.3. Planos para el muro de contención.	217
CONCLUSIONES	221
RECOMENDACIONES	223
BIBLIOGRAFÍA	225

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Diagrama de espacios para puentes	3
2.	Sección típica, puente en trabes armados	5
3.	Tipos básicos de puentes de arco en acero	7
4.	Puente atirantado, sistema Hatley, 1840	7
5.	Componentes de los puentes atirantados	8
6.	Perfil de la línea central, con el cálculo de tirante	22
7.	Ejemplo de perfil estratigráfico	23
8.	Componentes de un puente	27
9.	Ejemplo de gaviones	28
10.	Ejemplos de estribos	28
11.	Ejemplos de pilas	29
12.	Ejemplo de zapata concéntrica	30
13.	Detalles de pilotes	31
14.	Sección transversal de puente, estructura principal	32
15.	Sección transversal de puente, losa	33
16.	Sección transversal de puente, banqueteta	34
17.	Sección transversal de puente, pasamanos	35
18.	Detalle de apoyos de neopreno	38
19.	Magnitud de la deformación vertical y horizontal debido al movimiento de rotación en el extremo de la super-estructura	43
20.	Tipos de juntas abiertas	48
21.	Junta estándar de la Dirección General de Caminos, para placa deslizante	49
22.	Junta con angulares en sus bordes	49

23.	Junta con placas en sus bordes	50
24.	Junta con angulares superiores	51
25.	Junta con placa en forma de dedos	52
26.	Junta ahogada, de la Dirección General de Caminos	52
27.	Cargas estándar HS-20 y aplicaciones de carga viva	54
28.	Ejemplo de vigas de molino y vigas armadas	57
29.	Planta normal de puente	59
30.	Sección transversal para análisis matemático	59
31.	Elementos del metal-deck	60
32.	Condiciones de apoyo y geometría inicial	64
33.	Cargas HS-20, al centro de gravedad	84
34.	Cargas HS-20, al apoyo inicial	86
35.	Geometría de la sección de tanteo	92
36.	Geometría de la sección compuesta n=24	93
37.	Geometría de la sección compuesta n=8	94
38.	Cargas estándar HS-20 y aplicaciones de la carga viva	106
39.	Barandas de tráfico	110
40.	Planta y sección de puente prototipo	116
41.	Sección transversal de puente	117
42.	Sección de losa, armado longitudinal	122
43.	Sección de losa, armado transversal	122
44.	Sección final de banquetta	123
45.	Armado final de postes y barandas	124
46.	Sección de análisis para losa	125
47.	Cálculo del centro de gravedad	127
48.	Geometría final del centro de gravedad	128
49.	Diagrama de corte y momentos para viga central	129
50.	Factor de distribución para viga central	131
51.	Diagrama de carga para el cálculo del corte en viga central	135

52.	Diagrama de corte y momento para el cálculo del corte en viga central	136
53.	Diagrama de corte para diseño de viga central	137
54.	Esquema de armado de viga central	139
55.	Diagrama de corte y momentos para viga exterior, posición con relación al centro de gravedad	141
56.	Factor de distribución para viga exterior	142
57.	Diagrama de carga para el cálculo del corte en viga central	145
58.	Diagrama para el cálculo del corte en viga central	146
59.	Diagrama de corte para el diseño de viga exterior	147
60.	Esquema armado final de viga exterior	149
61.	Esquema armado final de diafragma interior	152
62.	Esquema armado final de diafragma exterior	154
63.	Dimensiones de aleros	155
64.	Cargas que actúan en los aleros	156
65.	Armado final de aleros	159
66.	Cargas que actúan sobre la cortina	162
67.	Armado final de cortina	164
68.	Diagrama de corte y momento para diseño de viga de apoyo	165
69.	Armado final viga de apoyo	166
70.	Geometría del estribo	167
71.	Cargas que actúan sobre el estribo	168
72.	Determinación de fuerzas por impacto	169
73.	Presiones que actúan en la base del estribo	173
74.	Cargas que actúan sobre la pantalla del estribo	176
75.	Armado final de estribo	178

TABLAS

I.	Relación entre la temperatura normal diaria máxima en el ambiente y la temperatura efectiva máxima de un puente	40
II.	Variación del coeficiente de decrecimiento	45
III.	Magnitud de movimientos aceptables según el tipo de junta	47
IV.	Rango de longitudes de expansión, para la selección de la junta	47
V.	Propiedades de la sección, galvadeck 25	61
VI.	Propiedades de la sección compuesta, galvadeck, 25	61
VII.	Sobre carga permisible galvadeck 25	62
VIII.	Propiedades calculadas de la sección compuesta I	68
IX.	Propiedades calculadas de la sección compuesta II	71
X.	Cálculo del acero de refuerzo en pulgadas cuadradas	79
XI.	Cálculo de inercias y módulos de sección	91
XII.	Cálculo de la sección compuesta, relación modular $n=24$	93
XIII.	Cálculo de la sección compuesta, relación modular $n=8$	94
XIV.	Esfuerzos en la viga compuesta	95
XV.	Cálculo de varilla de refuerzo a tensión	121
XVI.	Cálculo de varilla de refuerzo cama superior	121
XVII.	Cálculo de varilla de refuerzo para refuerzo longitudinal	122
XVIII.	Cálculo de varilla de refuerzo para acera	123
XIX.	Cálculo del refuerzo a tensión, para viga central	133
XX.	Cálculo del refuerzo a compresión, para viga central	134
XXI.	Cálculo del refuerzo adicional para viga central	134
XXII.	Cálculo del refuerzo a tensión, diafragma interior	151
XXIII.	Cálculo del refuerzo a compresión, diafragma interior	151
XXIV.	Cálculo del refuerzo adicional, diafragma interior	152

XXV.	Cálculo del refuerzo a tensión para aleros	158
XXVI.	Cálculo del refuerzo a compresión para aleros	159
XXVII.	Determinación de la carga distribuida para muro en voladizo	167
XXVIII.	Determinación de cargas muertas por metro lineal	168
XXIX.	Cargas muertas que actúan sobre el estribo	168
XXX.	Determinación de fuerzas horizontales actuantes, debidas al impacto sísmico	169
XXXI.	Empuje que actúa sobre el estribo	170
XXXII.	Empuje ejercido por carga viva	170
XXXIII.	Fuerzas debido a sismo sobre pantalla del estribo	177
XXXIV.	Fuerzas debido a empuje sobre pantalla del estribo	177
XXXV.	Fuerzas debido a carga viva sobre pantalla del estribo	177
XXXVI.	Cuantificación puente en acero	180
XXXVII.	Integración de costos indirectos	181
XXXVIII.	Presupuesto del puente en acero	183
XXXIX.	Cuantificación de puente en concreto	185
XL.	Presupuesto del puente en concreto	189
XLI.	Comparaciones puente de acero contra puente en concreto	189
XLII.	Resumen de puentes en acero	192
XLIII.	Resumen de puentes en concreto	194
XLIV.	Impactos ambientales negativos generados durante la ejecución	199
XLV.	Impactos ambientales negativos generados durante la operación	200
XLVI.	Medidas de mitigación en la ejecución y la operación	200
XLVII.	Aplicación de costos de las medidas de mitigación	201

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
a	Distancia entre nudos.
As	Área de acero de refuerzo.
B	Base de un elemento.
b	Ancho de la viga.
cm	Unidad métrica, centímetros.
CM	Carga muerta.
CV	Carga viva.
Dh	Distancia horizontal.
d	Peralte efectivo de la viga.
e	Excentricidad.
E	Módulo de elasticidad del acero.
F	Fuerza.
FH	Fuerzas horizontales.
f _c	Esfuerzo de fluencia del concreto.
F _y	Esfuerzo de fluencia del acero.
h	Altura total.
HG	Hierro galvanizado.
j	Relación: distancia entre centroides.
kg/m ²	Kilogramo sobre metro cuadrado.
kip	Kilo libras.
l	Longitud de cada barra de la viga.
lb	Libra.
m	Metro, metros.
M	Momento.

Mu	Momento último.
m ³ /seg	Metro cúbico por segundo.
μ	Coeficiente de fricción del suelo.
P	Carga axial a compresión.
PU	Precio unitario.
R	Fuerza de reacción.
PL	Placa de acero.
psi	Libras por pulgada cuadrada.
r	radio de giro de la sección.
S	Espaciamiento.
Si	Sección en cada barra.
SIGAP	Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas.
Σ	Sumatoria.
T	Fuerza de tensión.
ton/m ²	Toneladas sobre metro cuadrado.
temp	Temperatura.
ton	Toneladas.
U	Energía de deformación.
V	Fuerza de corte.
W	Carga.
@	Indicador “a cada”.
<	Menor que.
>	Mayor que.
ρ	Porcentaje de acero.
∅	Diámetro.
Φ	Factor de reducción de esfuerzos, ángulo de fricción interna.
Ŷ	Centroide.
√	Raíz cuadrada.

- ^ Número elevado a cierta potencia.
- π Número pi.
- “ Pulgadas, plg (inches, en el idioma inglés).
- ‘ Pie (feet, en el idioma inglés).

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Americana de Autopistas Estatales y Oficiales de Transporte.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
AICS	Instituto Americano de Construcción en Acero.
Bombeo	Pendiente dada, para evacuar el agua pluvial.
Cable	Es el elemento, generalmente de acero, utilizado para impartir preesfuerzo al concreto.
Carga de diseño	Carga que debe soportar la estructura para el diseño.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga última	Suma de la carga viva con la carga muerta, afectadas ambas por su respectivo factor de incertidumbre.
Carga viva	Carga no permanente en una estructura.
Cimientos	Elemento estructural que distribuye las cargas de la super-estructura directamente al suelo.

Concreto ciclópeo	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua, a diferencia del concreto reforzado, los agregados son mucho más gruesos.
Concreto reforzado	Material de construcción obtenido de una mezcla cuidadosamente proporcionada de cemento, arena, grava y agua, todo esto combinado con el acero de refuerzo, que es un elemento homogéneo, usualmente reticular, cuyas características atómicas lo hacen extremadamente resistente a esfuerzos de tensión.
Costo	Conjunto de erogaciones que se efectúan en la ejecución de un proyecto, de acuerdo con los renglones que lo forman, se denominan: costos directos y costos indirectos.
Cuenca	Parte continúa de la superficie de la tierra, ocupada por un sistema de desagüe, cuyas aguas fluyen al mismo río, lago o mar. Consta de una corriente principal superficial junto con corrientes superficiales tributarias, limitada por su divisoria de aguas.
Desperdicio	Es el material no clasificado proveniente del corte, que de acuerdo con los planos constituye sobrante o es inapropiado para la construcción.

DGC	Dirección General de Caminos.
Diafragma	Vigas transversales a las vigas longitudinales en la super-estructura para rigidizarla ante cargas laterales.
Especificaciones	Normas generales y técnicas de construcción contenidas en un proyecto, disposiciones o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
Estratigrafía	Parte de la geología que estudia las rocas que forman estrados o capas sobrepuestas.
Estribo	Estructura en extremos del puente que recibe las cargas de la super-estructura y la transmite a la cimentación.
Excavación	Es la operación de extraer y remover cualquier clase de material dentro o fuera de los límites de construcción.
Gaviones	Canastas fabricadas con alambre galvanizado, las cuales se llenan con piedra de canto rodado de regular tamaño y se amarran entre si para producir un muro para encauzar la cuenca del río, su principal función es proteger las obras contra la socavación.

HL, HS	Carga de carril, carga de camión (de AASHTO).
Impacto ambiental	Consecuencia, efectos o cambios en el ambiente derivados de la ejecución de un proyecto en particular. Su influencia puede ser a corto o largo plazo, directa o indirectamente, positiva o negativamente y su acción es temporal o permanente.
INSIVUMEH	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.
Isoyetas	Método preciso para promediar la precipitación sobre un área.
Losa	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.
Luz	Longitud entre apoyos de un puente.
Medida de mitigación	Acción de reducir, disminuir o atenuar los impactos en el ambiente. Los conceptos de mejoramiento, compensación y reemplazo han sido incorporados a la definición.
Neopreno	Material natural o artificial con propiedades similares a las del goma, utilizado en apoyos de puentes.

Pilote	Son las columnas de acero o concreto reforzado que se hincan o construyen en sitio hasta una profundidad determinada para sustentar la sub-estructura.
Postensado	Método de preesfuerzo, en el cual los cables son tensados después que el concreto ha endurecido.
Precipitación	Son todas las aguas meteóricas que caen a la superficie de la tierra, en forma líquida o sólida.
Preesforzado	Creación intencional de un sistema de fuerzas permanentes artificialmente, en una estructura o armadura, con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia en diversas condiciones de cargas. Aquí se aplica el concreto.
SDI	<i>Steel Deck Institute.</i>
Socavación	Efecto producido en taludes, en el cual parte de los taludes es minado por el agua de abajo hacia arriba.
Sub-estructura	Estructura inferior de un puente de tipo simplemente soportado, la cual sirve para soportar la super-estructura.

Suelo	Material no consolidado o semiconsolidado que se encuentra sobre la capa de roca de la corteza terrestre.
Super-estructura	Estructura superior de un puente del tipo simplemente soportado.
Talud	Superficie inclinada respecto a la horizontal que es adoptada en forma permanente.
Zampeado	Protección de piedra ligada con o sin mortero, construida sobre los taludes de excavaciones o terraplenes, para protegerlos de la erosión de la corriente de agua.

RESUMEN

La construcción de puentes en Guatemala está limitada principalmente por la geografía, así como por la capacidad adquisitiva de la región donde se instalará; en lugares donde no puede ingresar ningún tipo de transporte, se incrementan los costos de construcción, motivo por el cual un puente puede no construirse.

Los fondos para la construcción de puentes, por lo general, están controlados por las municipalidades (el Estado). Antes de iniciar los estudios preliminares, se deben analizar los factores de servicio e impacto que repercutirán en la comunidad a la hora de la construcción del puente, así como la repercusión en la economía del lugar y por último, con cuantos fondos se cuenta. Al tener bien definido todo lo anterior, se debe analizar la vida útil del puente, cargas de diseño, determinación de las vías, estudios preliminares, sistema por utilizar, materiales de construcción y finalmente, se realiza el presupuesto, determinando así, el precio de venta.

Este trabajo pretende dar al lector una guía práctica para el diseñador y constructor, para la elección del sistema por utilizar, ya sea en acero o concreto, ampliando la información de los requisitos mínimos de construcción, normas de diseño, sistemas utilizados, muros de contención y presupuesto que conllevarán la construcción de un puente carretero.

OBJETIVOS

- **General**

Proveer los conceptos básicos para el pre-dimensionamiento de puentes en acero y concreto, basado en las normas y métodos actuales, tales como: AASHTO, ACI y AISC.

- **Específicos**

1. Poder reconocer los elementos que conforman un puente, enfocándolos a la super-estructura.
2. Proporcionar un documento de consulta, para el diseño de puentes, dirigido a los estudiantes y profesionales.
3. Proporcionar una guía para la cuantificación de los distintos tipos de elementos en acero.
4. Hacer una comparación entre los puentes construidos en acero y los construidos de concreto.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el crecimiento de las poblaciones en Guatemala gira en torno a su desarrollo económico, social y cultural, con base en este crecimiento se genera una nueva infraestructura, cambiante del entorno que se conoce. La tendencia de la construcción en los últimos años se refleja en obras en las que el concreto armado toman un papel importante y preferencial, no siendo en muchos casos la solución idónea.

Este trabajo es una guía para el pre-dimensionamiento de puentes en acero y concreto, el cual tiene como fin definir los elementos principales para su construcción, con las normas actuales haciendo énfasis en la super-estructura. A la hora de construir un puente se orienta a que éste sea de concreto armado, con éste trabajo se pretende introducir al medio la eficiencia, rapidez, limpieza, costos y trabajabilidad que ofrece la construcción de un puente en acero, haciendo la comparación con un puente construido con concreto armado. Se agregó a la teoría, el diseño de los estribos de entrada y salida, así como los requisitos necesarios para el estudio de impacto ambiental.

Con la introducción de nuevos métodos y mejor calidad en los materiales, la fabricación de puentes carreteros ha mejorado sustancialmente, las características generales del puente dependerán de su funcionalidad, costo, mantenimiento, durabilidad, longitud, accesos y efectos sobre su entorno, se espera dar al lector todos los elementos necesarios para la construcción del mismo.

1. GENERALIDADES SOBRE PUENTES

1.1. Breve historia sobre los puentes

La evolución de los puentes en Guatemala ha tenido varios tropiezos, el principal tropiezo se debe a la geografía de nuestro país, el traslado de los materiales y la dificultad para la contratación de mano de obra calificada; todo ello en conjunto imposibilitó que desde la década de los 50 hasta los 80, se construyeran puentes en poblaciones retiradas.

Al iniciarse la construcción de las principales carreteras y tener acceso a los puntos de construcción se lograron crear puentes de diferentes dimensiones, tanto en acero como en concreto reforzado, siendo este último el predominante durante los siguientes años. Al desarrollarse la tecnología de concreto reforzado se mejoró la calidad de los puentes, al realizar las comparaciones del costo entre los puentes de acero y concreto, se observó que los de concreto eran mucho más económicos.

Aunque la idea del concreto reforzado es muy antigua, no pudo materializarse en las obras de ingeniería civil, mientras no se desarrollaron los concretos y aceros de alta resistencia, que por una parte, permitían la aplicación de grandes fuerzas externas y reducían las pérdidas. La aplicación del concreto reforzado a los puentes se da por primera vez en Europa, al final de la Segunda Guerra Mundial y se ve impulsada en ese continente por la gran necesidad de reconstruir numerosos puentes destruidos por la guerra.

En América, la aplicación de esa nueva tecnología fue relativamente temprana, en 1953, el incremento de la industria del preesfuerzo y la prefabricación permitió el empleo cada vez más frecuente de vigas preesforzadas y prefabricadas. Con estos elementos se evitaban las obras falsas y se reducían los tiempos de construcción, al principio, este tipo de estructuras se veía limitado en su aplicación por la falta de personal calificado y principalmente por el transporte de los elementos hasta el sitio de la obra, pero esas limitaciones fueron separadas con el desarrollo.

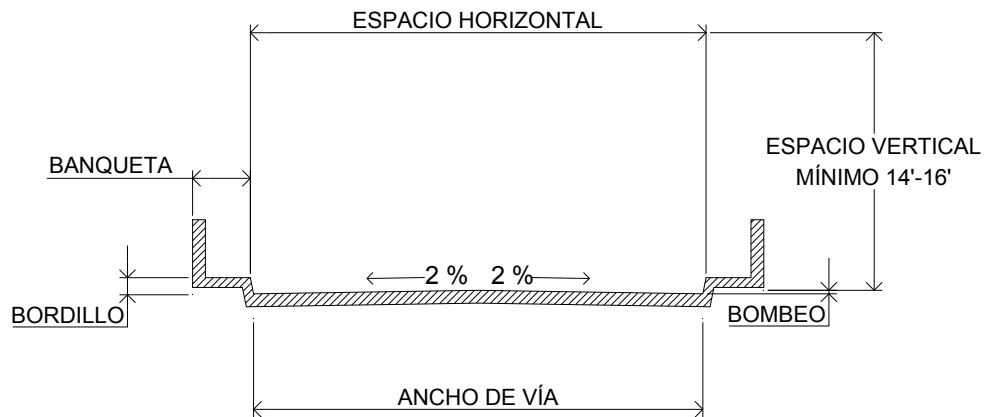
1.2. Funciones de los puentes

La función principal de un puente es comunicar dos puntos separados, esta separación puede ser de cualquier tipo, barrancos, hundimientos, ríos, etc. para ello, los puentes deben cumplir con varias condiciones, para ejercer su función en forma adecuada, algunas de esas condiciones son:

- **Seguridad:** todo puente debe tener suficiente resistencia, rigidez, durabilidad y estabilidad, de tal forma que resista las fuerzas que actúan sobre ellos durante su vida útil.
- **Servicio:** los puentes deben funcionar como parte de las carreteras, sin afectar la comodidad de los usuarios.
- **Economía:** se deben construir económicamente, sin perder de vista la calidad de los materiales utilizados, es necesario tomar en cuenta el mantenimiento, después de que sean puestos en uso.
- **Apariencia:** la apariencia de los puentes debe conjugar con el medio ambiente en su entorno.

- **Espacios:** los espacios están definidos en la normas AASHTO (ver figura 1), en referencia al espacio horizontal y el espacio vertical (ver AASHTO artículo 2.3)

Figura 1. Diagrama de espacios para puentes



1.3. Tipos de puentes

Para la construcción de puentes, existen infinidad de materiales que son capaces de resistir las inclemencias del tiempo y principalmente las cargas de diseño, conforme la evolución de los materiales, los puentes fueron mejorando en calidad, trabajabilidad y durabilidad. A continuación se dan varios tipos:

1.3.1. Puentes de acero

El acero se usa principalmente en armaduras, como vigas de apoyo en super-estructuras con losa de concreto, se usan diferentes tipos de elementos tales como: vigas, contravientos, diafragmas, planchas de apoyo o empalme, pernos, remache, soldados, etc. El acero es un material con bastantes ventajas para el diseño y construcción, ya que tiene una alta resistencia a la tensión y

compresión. Se comporta como un material elástico, casi perfecto dentro de los límites normales de trabajo, sus reservas de resistencia, van más allá del límite de fluencia, además que el control de calidad en su elaboración garantiza uniformidad en sus propiedades.

1.3.1.1. Puentes de vigas

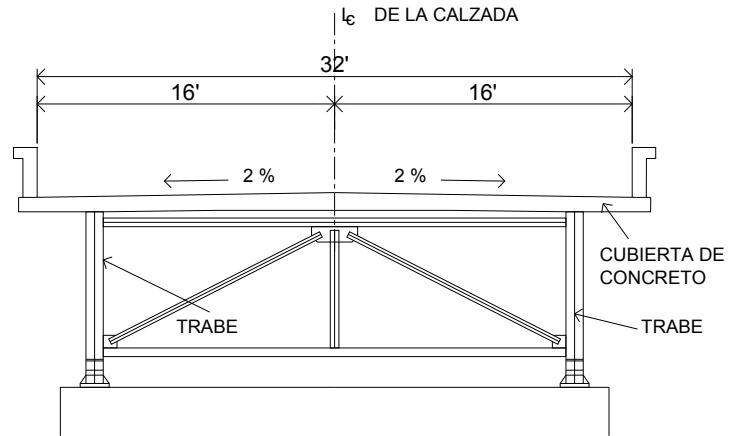
Son los puentes de acero más simples y consisten en vigas tipo I, roladas en frío o con vigas de molino, que soportan el tránsito que se mueve sobre la carpeta de rodadura o están totalmente integrados a ella. Las vigas roladas, también sirven como piezas de puentes y largueros para cubiertas de travesaños armados y puentes de armadura.

1.3.1.2. Puentes de travesaños armados

Se aplica a elementos estructurales con sección transversal en forma de I, remachados o soldados a partir de placas y ángulos o únicamente de placas. Se utilizan como elementos primarios de soporte en muchos sistemas estructurales, como vigas simples en los estribos, o con extremos en voladizo sobre pilares, vigas continuas o articuladas para puentes con varias luces, travesaños rigidizantes en puentes de arco y colgantes, en puentes de marco rígido.

En el diseño con soldadura, la resistencia se obtiene con placas de patín de diferentes espesores, anchos o grados de acero, soldados a tope unas con otras en sucesión. En el diseño remachado o atornillado, los atiesadores transversales intermedios pueden colocarse en ángulo con el patín, pero los atiesadores transversales intermedios deben ser rectos. Los remaches o soldaduras que unen los atiesadores de apoyo con el alma deben diseñarse para la reacción total del apoyo.

Figura 2. Sección típica, puente de traves armados



1.3.1.3. Puentes de armadura

Las armaduras están formadas por elementos rectos en arreglos triangulares. Aún cuando la construcción de tipo armadura, se aplica a casi todos los sistemas estáticos, el término se restringe a las estructuras tipo viga I, como en claros simples y estructuras continuas y articuladas (en voladizo). Los puentes de armaduras requieren más trabajo de campo que los de traves armados, además el mantenimiento de las armaduras es más costoso, debido a la hechura de los miembros y el difícil acceso a las superficies de acero.

1.3.1.4. Puentes colgantes

En la actualidad es el único tipo de puente para claros mayores de 1800 pies (548,64 metros) y compite con otros sistemas en claros más cortos. El sistema estructural básico consiste de cables principales flexibles y suspendidos de ellos, traveses o armaduras rigidizantes, denominados vigas de rigidización, que soportan la estructura de la cubierta. Los carriles de tránsito vehicular se acomodan, por regla general entre los sistemas principales de

soporte, las banquetas entre los sistemas principales o en voladizo a ambos lados. Los cables principales se anclan a bloques masivos de concreto o en la roca (cuando es capaz de resistir la tensión del cable), en túneles rellenos de concreto y otros.

1.3.1.5. Puentes en arco

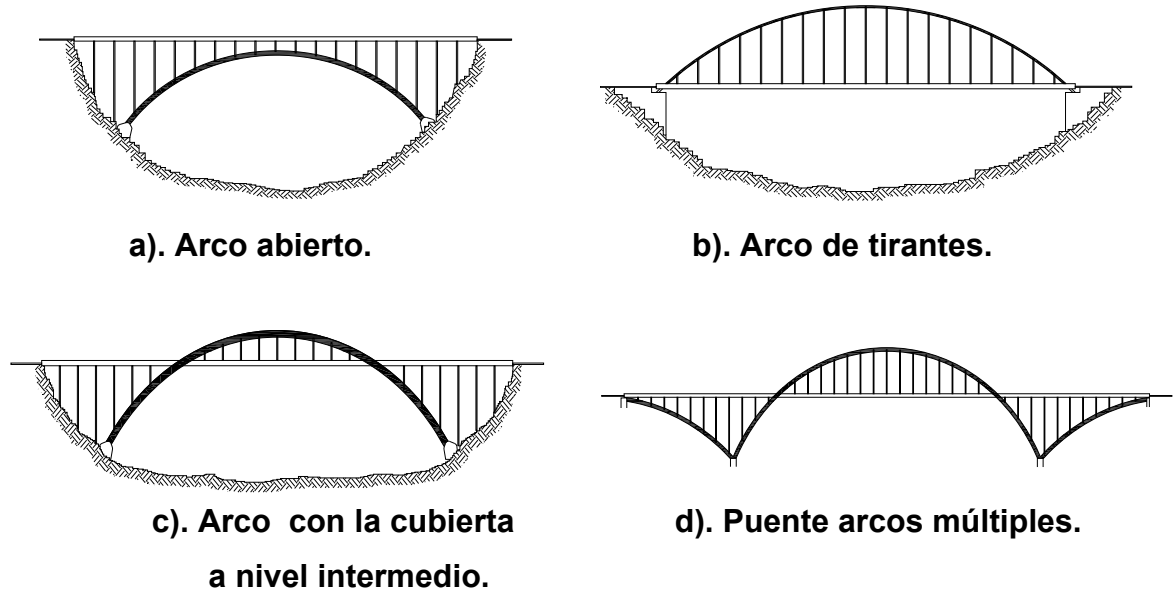
Un puente de arco típico consiste en dos ó más arcos paralelos, ó series de arcos, así como de los contraventeos laterales necesarios en los extremos y columnas con suspensores para soportar la estructura de la cubierta. Los puentes con cubiertas por arriba de los arcos y espacios libres por abajo (figura 3-a) se diseñan como arcos de tímpano abierto sobre estribos que resisten el empuje, este tipo es usualmente el más económico.

Los puentes con cubierta cerca del nivel de los apoyos (figura 3-b) se diseñan normalmente como arcos con tirante, donde éste toma el empuje del arco. Los apoyos en los extremos y los estribos son similares a los puentes de traveses o de armadura.

Los puentes con cubiertas en un nivel intermedio (figura 3-c) pueden ser con tirantes, los cuales descansan en apoyos que resisten el empuje, o pueden combinarse estructuralmente con claros laterales que aligeren el empuje del claro principal sobre las pilastras o pilares principales (figura 3-d).

Los claros de los puentes de arco múltiple, en general están separados estructuralmente sobre los pilares, pero tales puentes también se diseñan como estructuras continuas.

Figura 3. Tipos básicos de puentes de arco en acero



1.3.1.6. Puentes sostenidos por cables

El puente atirantado, también llamado trabe atirantada, se usa cada vez más, desde 1950, en puentes de claros medios y largos, debido a su economía, rigidez, cualidades estéticas y facilidad de montaje sin obra falsa. El diseño de tales puentes utiliza cables, los cuales conectan los pilones al claro con objeto de proporcionar apoyo intermedio. Este principio ha sido entendido por los diseñadores de puentes desde hace dos siglos, con este sistema se pueden cubrir luces realmente grandes.

Figura 4. Puente atirantado, sistema Hatley, 1840

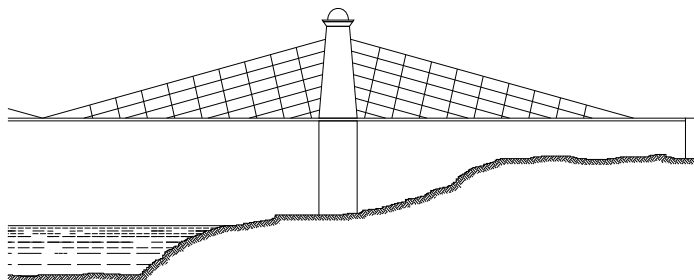
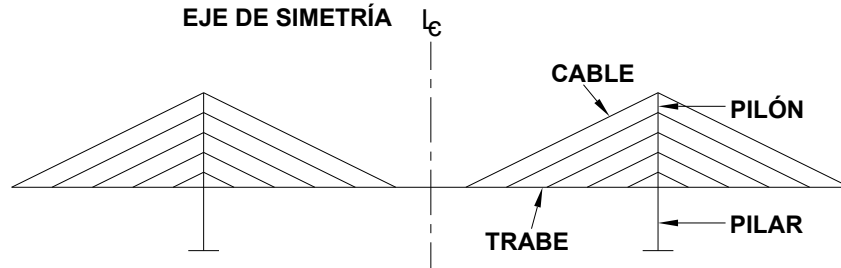


Figura 5. Componentes de los puentes atirantados



1.3.2. Puentes de concreto reforzado

Los puentes de concreto reforzado se emplean para luces relativamente cortas, usualmente se han construido en luces simplemente apoyadas de hasta 25 metros. Las principales características de estos puentes son: durabilidad, mínimo mantenimiento y aspecto. El caso de super-estructuras de concreto reforzado de vigas se analiza comprobando si funcionan como T o como viga rectangular. El concreto es un material estructural que se obtiene por medio de la mezcla proporcionada de cemento, agregados gruesos y finos (grava) en diversos tamaños y agua. La resistencia del concreto reforzado a la compresión es increíblemente buena, no así a la tensión, por lo que para ello debe contener varillas de acero, o algún otro tipo de refuerzo que, en conjunto resistan las fuerzas combinadas.

1.3.3. Puentes de concreto preesforzado

El concreto preesforzado es definido por la ACI como: “Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas, las cuales se equilibran hasta un grado deseado. En miembros de concreto reforzado se introduce, comúnmente el preesfuerzo dando tensión al refuerzo de acero” (6-20).

Los puentes de concreto preesforzado de luz simple con vigas tipo I, para carreteras, se han construido con longitudes de hasta 61 metros. Se considera conservadora la relación luz / peralte de 20, normal de 22 a 24, límite crítico de 26 a 28. Las secciones caja pueden tener relaciones de 5 a 10%, mayores que las vigas I, en cambio, para las secciones T bastante espaciadas deberán tener relaciones de 5 a 10% menores que las vigas I. Las estructuras de concreto preesforzado pueden ser pretensadas o postensadas, preesforzadas parcial o totalmente, preesforzadas exteriormente o interiormente, preesforzadas lineal o circular con tendones adheridos y sin adherir, precolado, fundido en sitio o construcción mixta.

Los materiales usados en la construcción de estructuras preesforzadas requieren que tengan mayor resistencia que los utilizados en el concreto reforzado, debido a varias razones; entre ellas se requiere concreto de mayor resistencia para minimizar costo, el concreto más débil requerirá anclajes especiales o fallará expuesto a grietas por contracción, tiene un módulo de elasticidad mayor y una deformación menor por plasticidad, mayor resistencia a la tensión, al corte, a la adherencia y al empuje.

En cuanto al acero, el alargamiento de la barra es aproximadamente igual, en magnitud a la contracción y deformación plástica del concreto, obviamente en sentido contrario, por lo que el preesfuerzo efectivo resulta semejante al acero, por lo tanto, no se tienen resultados positivos con este método. Dentro de los dos tipos de preesforzado se tienen:

- **Pretensado:** el concepto de pretensado se utiliza para describir los métodos de preesfuerzo, en los que se tensan los tendones antes de colocar el concreto. Los tendones deberán estar anclados en forma temporal a apoyos donde son tensados y se transfiere el

preesfuerzo al concreto después de que ha fraguado. Este es el método más utilizado en la elaboración de prefabricados.

- **Postensado:** el postensado es un método de preesfuerzo en el cual se tensa el tendón, después de que ha endurecido el concreto (se dejan ductos para los tendones en el elemento), así el preesfuerzo se produce casi siempre contra el concreto endurecido y los tendones se anclan contra él, inmediatamente después del preesfuerzo.

1.4. Localización de un puente

Existen varios elementos que deben tomarse en cuenta para la localización de un puente, generalmente un puente viene a sustituir uno existente, que por su tiempo de construcción debe ser removido. Para la sub-estructura deben tomarse en cuenta:

- Tipo y magnitud de cargas.
- Características topográficas y geológicas del sitio.
- Infraestructura adyacente subterránea.
- Espacio disponible y acceso al sitio de construcción.
- Cauce del río, crecidas.
- Obras de protección.

Para la super-estructura debe tomarse en cuenta:

- Longitud total y alineamiento del puente.
- Planta, elevación y anchura.

- Condiciones del claro a salvar.
- Accesibilidad al sitio.

Es importante hacer una inspección ocular al lugar donde se piensa ubicar el puente, con el objeto de localizar puntos de referencia no localizados en planos. En el sitio escogido se debe investigar, los siguientes temas:

- Buscar el lugar menos socavable.
- Elegir el lugar más estrecho del río.
- Obtener con los vecinos, el nivel freático, mediante inspección de pozos.
- Evaluar obras similares en los alrededores.
- Determinar la necesidad de obras de protección.

Existen otros elementos para la ubicación final del puente, tales como:

- **Topografía:** debe abarcar aproximadamente 100 metros aguas abajo y arriba, además se debe determinar el nivel de creciente máxima y todos los detalles posibles del lugar, tales como: carreteras, cercos, caminos, casas, derechos de vía, etc.
- **Cota de cimentación:** se obtiene después de efectuar un análisis del suelo, mediante perforaciones en el lugar donde se pretende localizar la sub-estructura.
- **Valor soporte del suelo:** es de mucha importancia, pues es el valor de presión máxima que se debe alcanzar cuando se diseña el cimiento.

Para ubicar la estructura se debe tomar en cuenta:

- Los taludes del terraplén no caigan dentro de la creciente, evitando así posibles socavaciones.
- El estribo debe prolongarse por medio de gaviones o muros que extiendan la longitud de las alas y eviten el socavamiento.
- Determinar mediante las curvas de nivel, si para el movimiento de tierra se necesita cortar o rellenar.
- Determinar la pendiente del terraplén, dependiendo del tipo de carretera que exista o se vaya a diseñar.
- Calcular la distancia horizontal del hombro al pie del talud y plotearlo en la planta.

1.5. Especificaciones generales

El diseño de la mayor parte de los puentes, en Estados Unidos, está regido por la *Standard Specifications for Highway Bridges, de la American Association of State and Transportation Officials (AASHTO)*, la cual actualiza las especificaciones cada año. Las versiones necesarias se publican como especificaciones interinas, para temas complejos relacionados con el diseño o modificaciones que tienen que ver con nuevas tecnologías, la AASHTO emite las especificaciones de guía, para permitir una evaluación adicional y el refinamiento de los nuevos criterios. En Guatemala se han adoptado estas especificaciones como modelos principales para la construcción de caminos, puentes y todo lo que tenga relación con el transporte terrestre.

1.5.1. Consideraciones de diseño

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

De igual forma, la super-estructura se divide en isostática, como el caso de traveses libremente apoyados, traveses con voladizos y arcos de tres articulaciones, y en hiperestáticas, como el de traveses continuos, arcos empotrados, arcos de dos articulaciones, marcos rígidos, etc. Los puentes deben ser diseñados para soportar las siguientes cargas:

- Cargas muertas.
- Cargas vivas.
- Efectos dinámicos o de impacto sobre la carga viva.
- Fuerzas laterales.
- Otras fuerzas, cuando existan, como fuerzas longitudinales, fuerzas centrífugas y fuerzas térmicas.

1.5.2. Normas de diseño

Antes de la realización de cualquier proyecto, es necesario tomar en cuenta algunos criterios, los cuales se definen a continuación:

- **Recubrimientos:** AASHTO 8.22, medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8,00 cm, para cimientos y muros: 5,00 cm, para losas, columnas y vigas: 2,50 cm.

- **Longitud de desarrollo:** AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras, la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo la mayor longitud la profundidad efectiva del elemento, $15 \text{ diámetros de la barra a la luz} / 20$.
- **Traslapes:** AASHTO 8.25. DGC 509.080. Se calculan con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, de tal modo que desarrolle un 125% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea. Deberán colocarse alternos, a cada 60 cm.
- **Ganchos:** AASTHTO 8.23.2.2. Los dobleces deben ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados. Se deben seguir las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

Para la super-estructura se debe tomar en cuenta que:

- La acera y el barandal se deben construir luego que las vigas se hayan deflectado libremente.
- Se debe colocar una capa de asfalto de 5 cm de espesor para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.

- Todos los elementos de acero estructural no embebidos en el concreto 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 Weldin Society* y siguiendo el detalle de los planos.

Para la sub-estructura se debe tomar en cuenta que:

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

2. ESTUDIOS PRELIMINARES

Los estudios preliminares se refieren a los datos recabados de la ubicación final del puente, incluye: estudio topográfico, hidrológico e hidráulico, de suelos y geológico del cauce.

2.1. Estudio topográfico

Un estudio topográfico, realizado de forma adecuada, permite con éxito la ubicación de un puente; es indispensable hacer observaciones de la zona por diferentes medios: con fotografías aéreas, mapas de la zona y recorridos del terreno. Se deben definir todos los cruces posibles, los cuales deben ofrecer las condiciones adecuadas para la cimentación de la estructura, si se trata de salvar el cauce de un río, éste no debe ser variante del cruce.

El levantamiento topográfico es útil para definir los aspectos de funcionamiento hidráulico, cuando se presentan las crecientes en las zonas de inundación y la exposición de las márgenes a la erosión. Para el levantamiento topográfico se debe trazar una poligonal cerrada, pasando por las dos márgenes, dicha poligonal sirve de apoyo para trazar las secciones transversales.

En la planta general se debe tener la información de tres o cuatro cruces posibles, cada uno de ellos debe permitir establecer el costo de los accesos, también deben indicarse los accidentes y los detalles que tengan influencia en el puente, tales como: líneas eléctricas, tuberías de conducción de acueductos, torres metálicas, etc.

Para el eje definitivo se debe realizar un levantamiento topográfico detallado para una franja de 50 a 100 metros de ancho. Se debe indicar la sección transversal del río en el eje del cruce y marcar el nivel del agua, alcanzado en las crecientes máximas extraordinarias. La sección transversal se debe dibujar a la misma escala horizontal y vertical (1:1) e indicar la clase de terreno que aparece en la superficie. El eje definitivo se debe señalar con marcas regularmente de concreto para realizar el replanteo.

Para el levantamiento topográfico se pueden emplear diferentes aparatos y métodos, el diseñador es el encargado de determinar los criterios, en cuanto a métodos y precisión requerida, se pueden realizar estos levantamientos, en la mayoría de los casos, con tránsito. Las distancias en la poligonal deben ser medidas con cinta métrica y las secciones transversales con aparatos electrónicos. Las triangulaciones se utilizan cuando la obra es muy importante. De los datos obtenidos, se deben dibujar varios planos con la información de: curvas de nivel, planta general, perfil y secciones transversales.

2.2. Estudio hidrológico e hidráulico

El objetivo principal de un estudio hidrológico e hidráulico es la determinación del caudal máximo esperado para un período de retorno establecido y evaluar la capacidad de descarga de la sección topográfica en donde se construirá.

2.2.1. Localización del área estudiada

Se deben investigar las coordenadas en latitud y longitud, de acuerdo con la localización del sitio de construcción del puente, agregando a la información de ubicación de la aldea, municipio y departamento.

2.2.2. Hidrología y cálculo de caudales

La determinación de las crecidas de diseño es un factor de mucha importancia para determinar la geometría de una estructura. Existen varios métodos para determinar el tamaño de una estructura, entre los más conocidos están: el método de sección pendiente, es un método empírico en el que se realizan mediciones directas de las marcas de crecientes máximas en estructuras cercanas, es muy utilizado en zonas donde se carece de información para realizar un cálculo más exacto; el método racional es un método hidrometeorológico con el cual se puede determinar crecidas por medio de análisis de frecuencia de lluvias intensas, relaciona la precipitación y la escorrentía de una manera directa, se determina la intensidad que produce la crecida máxima así como la probabilidad de ocurrencia. Este método necesita de suficientes datos de precipitación pero genera los resultados más confiables, por lo que se recomienda su utilización.

2.2.2.1. 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 24 horas, determinada para el punto de interés.

Para reducir la lluvia de 24 horas a duraciones iguales al tiempo de concentración se utiliza el factor P_h / P_{24} :

P_h / p_{24} =

Factor de reducción de lluvias de 24 horas al tiempo de concentración.

PPR50=	Precipitación 24 horas, con un período de retorno de 50 años.
Tc= t1 + L / (60xV)	Tiempo de concentración, fórmula extraída del manual de drenajes de la municipalidad de Guatemala Norma 201-b.
L=	Longitud en metros.
V=	Velocidad, en m/seg.
R=	Radio hidráulico.
S=	Pendiente.
n=	Coefficiente de rugosidad.
V=	$1 / n ((R^{2/3}) * (S^{1/2}))$
I=	(Ph / P24)*((PPR50) / (Tc)), Fórmula para el cálculo de intensidad, dada en mm/hora.

2.2.2.2. Área de cuencas

Para establecer el área de drenaje superficial de la cuenca y parámetros morfométricos, se debe utilizar una hoja cartográfica a escala 1:50 000, del punto final de la construcción del puente, de donde se debe utilizar un planímetro polar para el cálculo del área, se deben tener los siguientes parámetros:

A	=	dato en hectáreas. (o en metros cuadrados)
H máxima	=	dato en metros sobre el nivel del mar.
H mínima	=	dato en metros sobre el nivel del mar.
Longitud	=	dato en metros.
S	=	pendiente en porcentaje.

2.2.2.3. Cálculo de caudales

Para el cálculo de caudales, existen varios métodos de análisis, el más utilizado y recomendado es el método racional, combinado con registros de precipitación máxima de 24 horas. Para este cálculo se debe utilizar la siguiente fórmula:

$$Q = CIA / 360,$$

Donde:

Q	=	caudal en m ³ /seg.
C	=	coeficiente de escorrentía.
I	=	intensidad de lluvia en mm/hora.
A	=	área de la cuenca en hectáreas.

2.2.3. Capacidad hidráulica de la estructura

La capacidad hidráulica del área en estudio está determinada por la siguiente fórmula, para el cálculo de área y tirante:

$$A = Q / V,$$

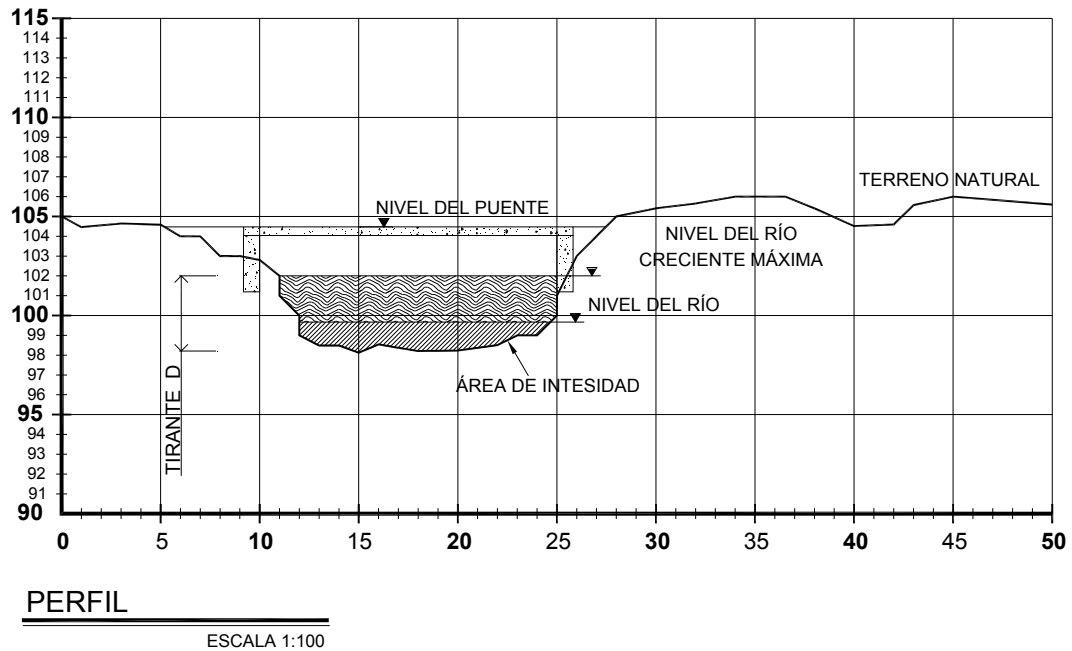
Donde:

Q	=	es el caudal dado en m ³ /seg.
V	=	es la velocidad en m/seg.
A	=	es el área de la sección transversal, dada en m ² .

Luego de tener el dato del área en m², se debe determinar el tirante D (dado en metros) de la sección transversal, logrando así obtener la cota de creciente máxima, la cual se debe comparar con la cota encontrada en campo,

de la cual se investigó con los registros de la comunidad y marcas en estructuras circundantes.

Figura 6. Perfil de la línea central, con el cálculo de tirante



2.3. Estudio de suelos


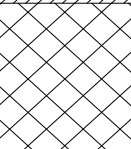
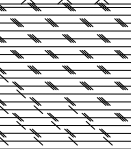

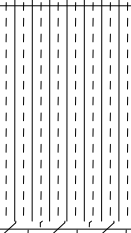

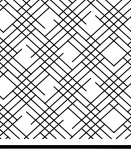
La elección del tipo de sub-estructura y cimentación que se va a utilizar en buena medida, depende de los resultados del estudio de suelos. Generalmente, se plantea el eje del puente y se realizan las exploraciones correspondientes para determinar las características de los estratos en los apoyos del puente. Estas exploraciones pueden realizarse de diferentes maneras, algunas son: perforaciones con barrenos, pozos a cielo abierto, penetrómetros (para penetración estática o dinámica).

2.3.1. Perfil del sub-suelo

De los datos recabados de las excavaciones se agrupan de acuerdo con los puntos cercanos a la cimentación, para generar un perfil estratigráfico, donde se describen con exactitud los distintos estratos, a continuación se muestra un perfil y sus principales elementos.

Figura 7. Ejemplo de perfil estratigráfico

EXCAVACIÓN ESTRIBO ENTRADA 0+000

PROF. m.	PERFIL	DESCRIPCIÓN	HUMEDAD %	LL/IP %	TAMIZ 200 %	P.U.H. (ton/m ³)	C (ton/m ²)	Ø GRADOS
0		Limo arenoso café claro, plástico con manchas color café rojizo.						
1		Arena limosa café, no plástica, con mica y abundante roca de 0.15 a 0.10 m. de diámetro.						
2								
3		Limo arcilloso color café amarillento, con arena plástica.						
4								
5		Arena limosa color café claro amarillento con arena plástica.	50	88/45	56	1,66	5,50	44
6								
7								
8		Arena limosa color café con manchas negras, café rojizo y traza de grava no plástica.						
9								
10		Arena limosa color gris, plástica.	20	34/7	39	1,92	5,80	25
11								
12		Arena limosa color café claro, plástica.	20	37/12	42	2	8,50	23
13								
14								

Fin de la excavación.

2.3.2. Ensayos de laboratorio

Al recabar los datos tomados en campo de las muestras inalteradas de los distintos estratos del subsuelo, se le deben realizar los siguientes ensayos de laboratorio:

- Identificación.
- Límites de Attenberg.
- Porcentaje que pasa el tamiz No. 200.
- Ensayos de compresión triaxial rápida.

2.3.3. Protección del cauce

Sin importar el tipo de cimentación seleccionada para el apoyo del puente, es necesario proteger el cauce del riachuelo o afluente de las crecientes en barrancos, esto es importante para mantener los taludes laterales y que los mismos conserven sus condiciones iniciales.

Para ello se puede usar un zampeado o recubrimiento de concreto lanzado de 7 a 10 centímetros de espesor, de 210 kg/cm² (3 000 psi) de resistencia a los 28 días, reforzado con electromalla del tipo 15x15-3/3, ambos debidamente anclados a las paredes del cauce. A la protección se le debe hacer entrada y salida, un diente de por lo menos un metro de profundidad con el objeto de evitar que el agua se meta debajo y lo socave.

La protección del cauce es necesaria, porque en la mayoría de los casos los suelos son poco resistentes a la erosión y es necesario mantener los taludes en el estado que se hicieron, para no poner en peligro la cimentación del puente por socavación. Durante la vida útil del puente, se deberá mantener en

observación la protección del cauce para hacerle las reparaciones y darle mantenimiento, el origen de las fallas ocurridas en muchos puentes de Guatemala es por falta de mantenimiento preventivo.

2.4. Estudio geológico del cauce

Para obtener un estudio eficiente, se debe investigar que afluentes se suman al cauce del río o riachuelo, siguiendo la corriente del mismo, hasta llegar a la desembocadura final.

2.4.1. Geomorfología de la cuenca

Se describe la ubicación de la cuenca y cuales son los principales materiales circundantes, se debe proporcionar a que altura sobre el nivel del mar se encuentra, afloramientos principales y principalmente como contribuye al desarrollo del lugar.

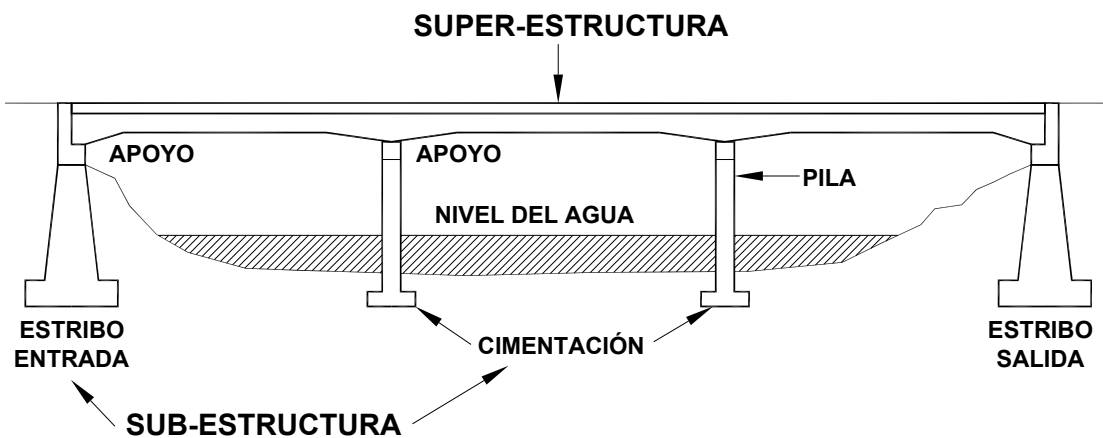
2.4.2. Características geológicas de la cuenca

Dentro del estudio general del proyecto, la geología de la cuenca es importante para determinar que tipos de suelos se pueden encontrar, así como la historia de las crecientes máximas, donde puede definir el nivel final del puente.

3. ELEMENTOS QUE COMPONEN UN PUENTE

La estructura de un puente se divide en dos partes principales: la sub-estructura y la super-estructura.

Figura 8. Componentes de un puente



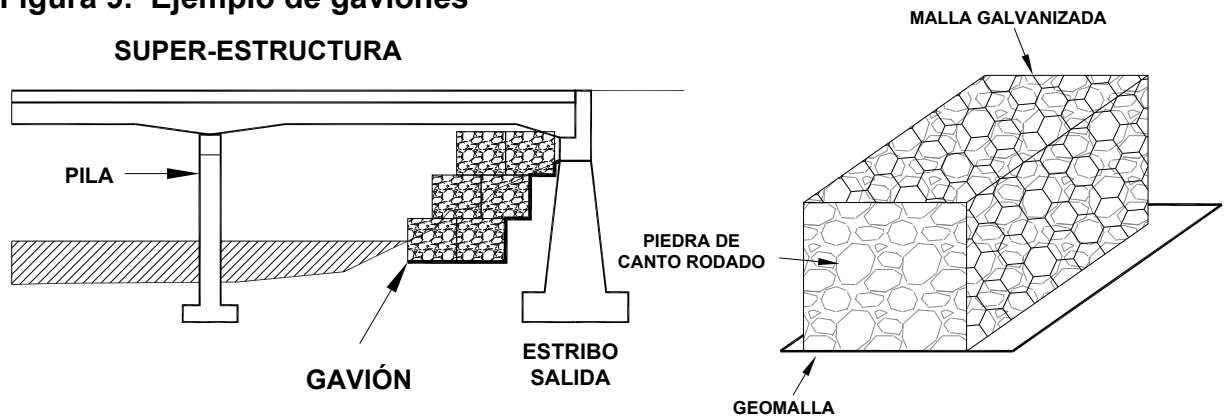
3.1. Sub-estructura

La sub-estructura está compuesta por los elementos que soportan el puente, tales como estribos y pilas. La cimentación recibe la carga de las super-estructura y la sub-estructura la transmite al suelo. Los estribos y pilas para puentes podrán ser de piedra, concreto masivo, concreto armado, acero y también de madera.

3.1.1. Gaviones

Los gaviones están hechos con piedra de canto rodado, malla galvanizada y en algunos casos se le coloca geomallas elaboradas a base de polímeros. Los gaviones se apilan en cubos y su principal función es la protección de las bases del puente y evitar la socavación.

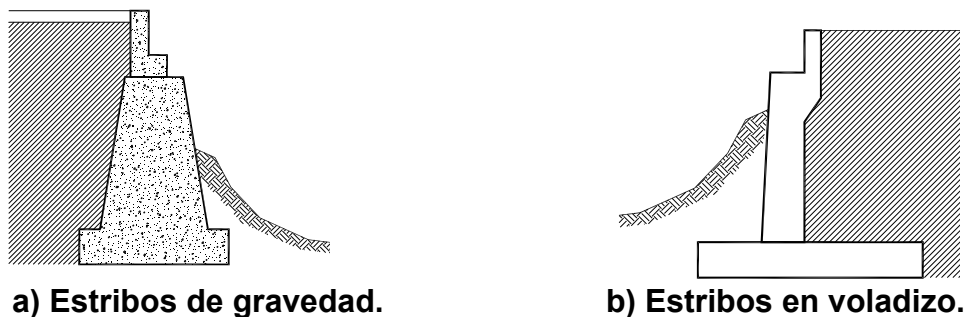
Figura 9. Ejemplo de gaviones

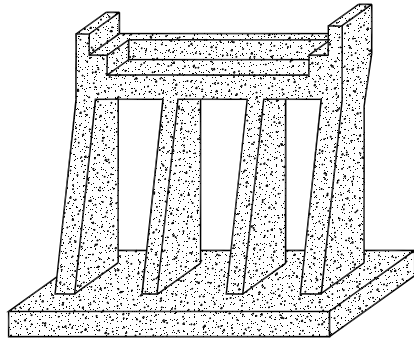


3.1.2. Estribos de concreto

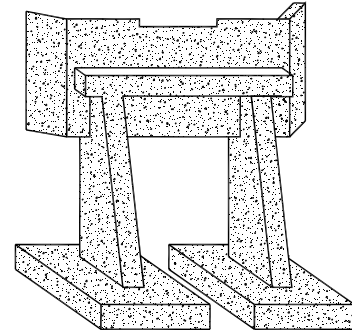
Los estribos sirven para transmitir las cargas procedentes de la super-estructura a la cimentación, también para contener el relleno en el acceso, como se muestra a continuación:

Figura 10. Ejemplos de estribos





c) Estribos con contrafuertes.

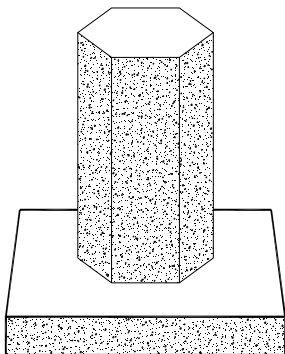


d) Estribos de marco rígido.

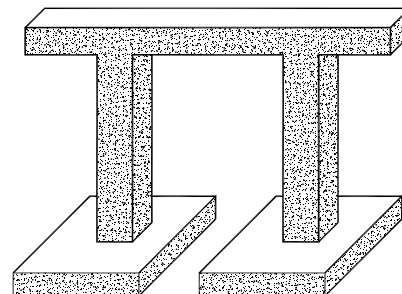
3.1.3. Pilas

Las pilas de los puentes sirven para transmitir las cargas de la superestructura y propias a la cimentación en los apoyos intermedios, a diferencia de un estribo, estas no retienen rellenos como el estribo, sin embargo, los dos componentes están sometidos a cargas verticales y horizontales, longitudinales y transversales según los grupos de cargas de AASHTO. A continuación se muestran unos ejemplos de pilas utilizadas en el medio:

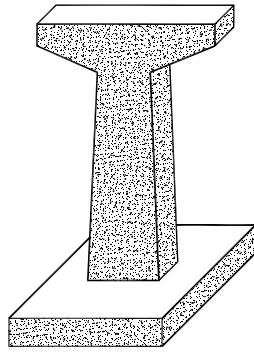
Figura 11. Ejemplos de pilas



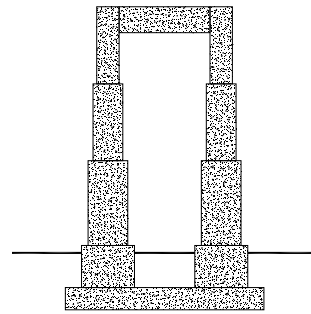
a) Pila sólida.



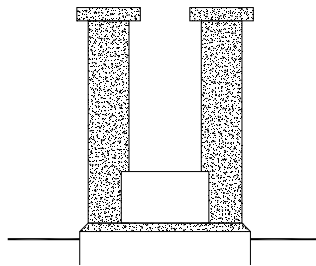
b) Pila de marco rígido.



b) Pila de columna con voladizo.



c) Pila escalonada.

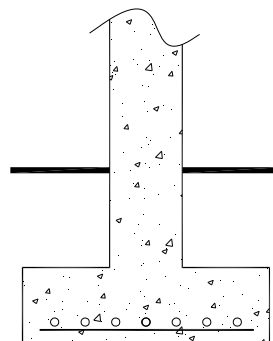


d) Pila con columnas y arriostramiento en la base.

3.1.4. Zapatas

La zapata es la que recibe toda la carga transmitida por la pila hasta el suelo, sus medidas están definidas por el tipo de suelo donde se construirá el puente, y principalmente por la capacidad soporte del mismo.

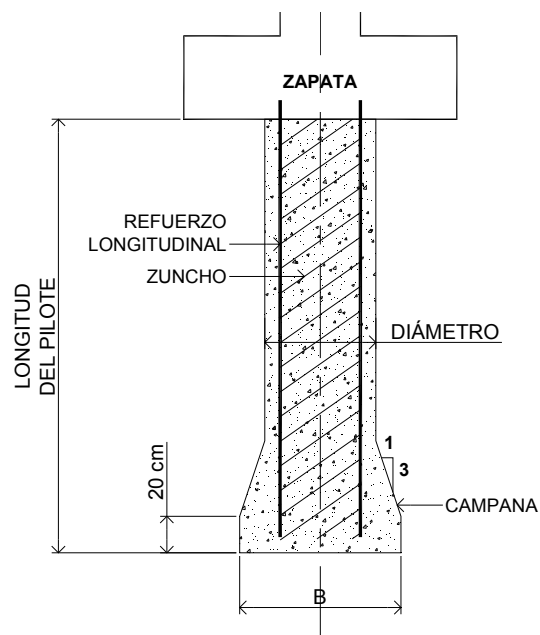
Figura 12. Ejemplo de zapata concéntrica



3.1.5. Pilotes

Los pilotes son estructuras que soportan las cargas de la sub-estructura, su principal función es distribuir la carga debajo de las zapatas y generalmente se utilizan cuando la capacidad soporte del suelo es baja (suelos pobres). Están conformados por el refuerzo longitudinal y transversal (zunchos), de acuerdo con el diseño, en la parte inferior deberá llevar un ensanchamiento tipo campana, como se muestra en la siguiente figura:

Figura 13. Detalles de pilotes



3.2. Super-estructura

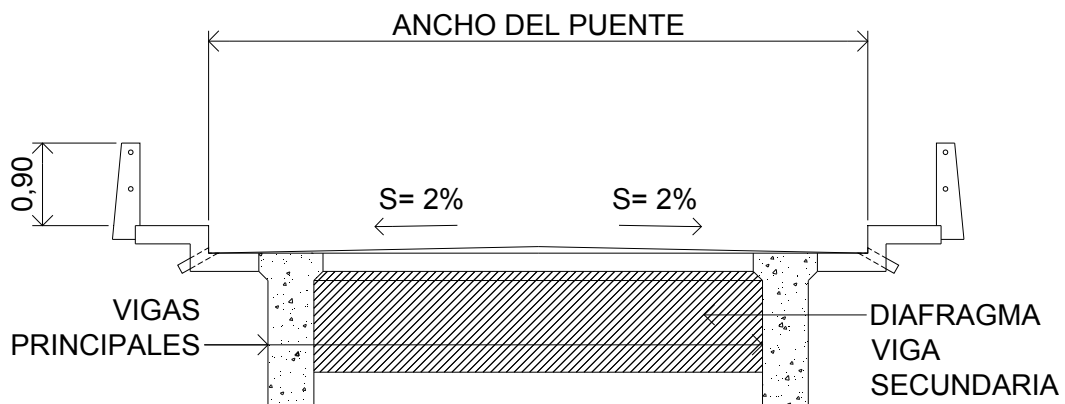
La super-estructura está compuesta de elementos tales como: vigas principales, diafragmas, losas, barandas, banquetas, carpeta de rodadura. Sobre la super-estructura se realiza la circulación de los vehículos y de los peatones, usualmente se le llama tablero del puente.

3.2.1. Estructura principal

Dependiendo del diseñador y del tipo de material que se utilizará, se podrán definir varios términos para la estructura principal, la cual está compuesta por vigas principales y secundarias, que resisten las distintas cargas. Para el diseño en concreto las vigas secundarias son llamadas diafragmas. Las vigas principales van apoyadas sobre los estribos de entrada y salida, dependiendo de la longitud de diseño, pueden tener apoyos intermedios, llamados pilas, y estas deberán estar en puentes de acuerdo a los siguientes criterios:

- **Puentes cortos:** hasta 15 metros, sin apoyos intermedios.
- **Puentes medianos:** de 15 metros a 30 metros, con o sin apoyos intermedios (según diseño).
- **Puentes largos:** de 30 metros a 300 metros, con o sin apoyos intermedios (según diseño).
- **Puentes muy largos:** de 300 metros en adelante, con o sin apoyos intermedios (según diseño).

Figura 14. Sección transversal de puente, estructura principal



3.2.2. Losa principal

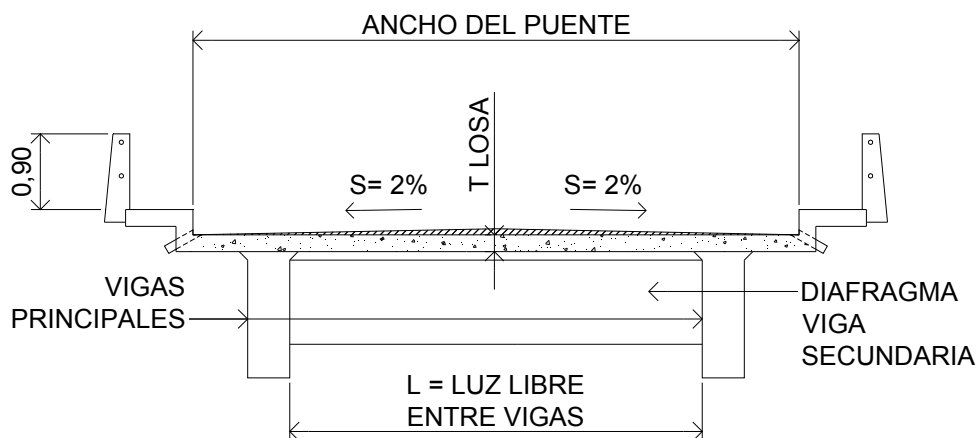
La losa del puente se diseñará con respecto a las normas AASHTO, para esto es necesario determinar como trabaja la losa, trabaja solo en el sentido corto y por lo tanto el refuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico, por tal razón se debe asignar un espesor adecuado, para poder resistir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

$$\text{Espesor de losa} = T = 1,20 \times \left(\frac{L+3,05}{30} \right) = 0,174$$

Donde: L = luz libre entre vigas.

Se tomará la luz crítica entre rostros internos de almas de las vigas, también se puede tomar la distancia entre los rostros internos de las cartelas, sin embargo es más conservadora la condición que se asumió.

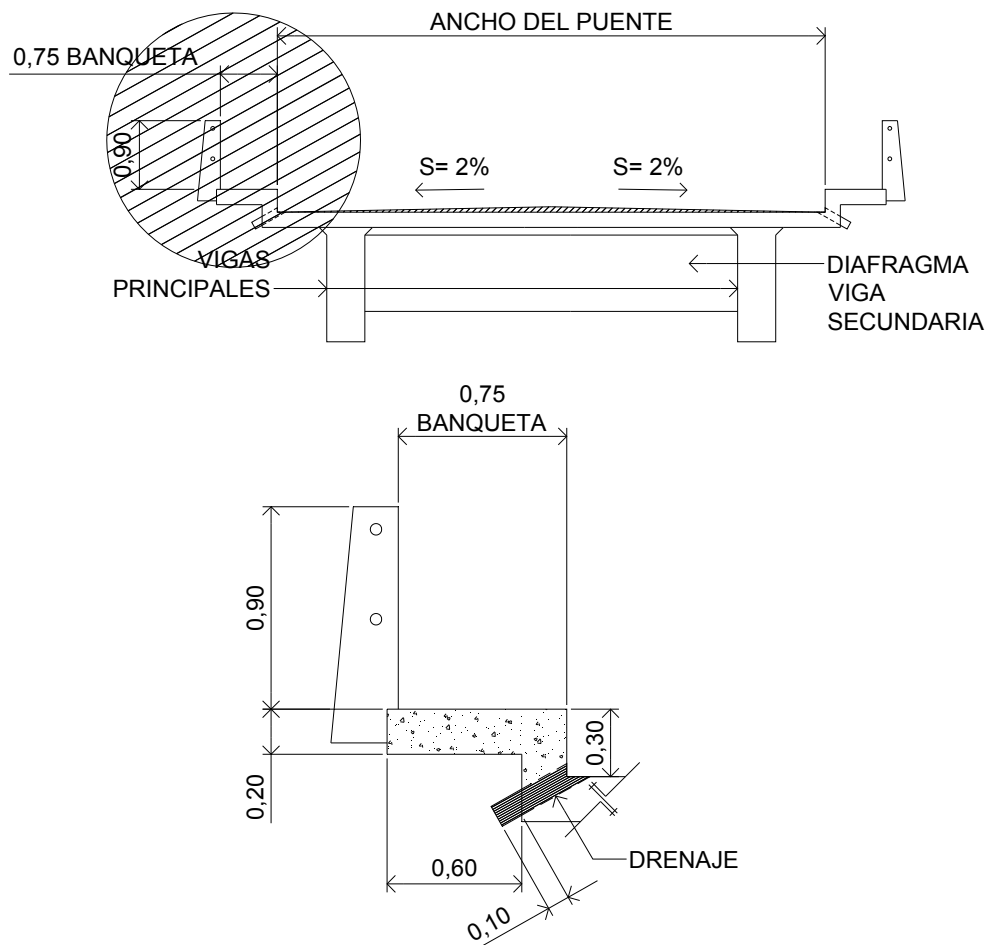
Figura 15. Sección transversal de puente, losa



3.2.3. Banquetas

La banqueta está diseñada para el tránsito de peatones, su ancho varía entre 0,75 a 0,80 metros, siendo la primera la más utilizada. El ancho de la sección transversal será de 0,15 metros, su análisis será en voladizo, siendo el punto de unión el más crítico, pues es en este lugar donde se producen grietas al tener mal proporcionado el acero de refuerzo. En la actualidad el diseño en voladizo ha sido reemplazado, la banqueta lleva un relleno y está alineada con los ejes de las vigas exteriores.

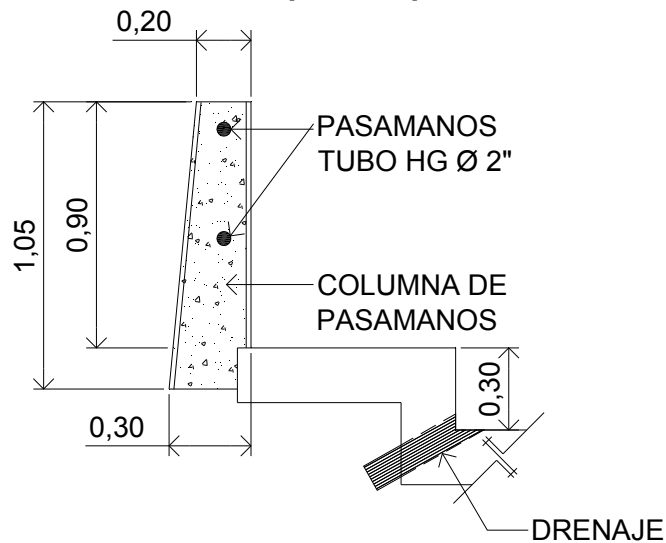
Figura 16. Sección transversal de puente, banqueta



3.2.4. Pasamanos

Los barandales o pasamanos, son parte de la super-estructura, previenen la caída de personas y deben tener la capacidad de retener a un automóvil que por cualquier causa se suba a la banqueta y pretenda precipitarse al vacío. El nombre más usual sería pasamanos y la base que lo soporta columna de pasamanos, el pasamanos será de tubería de hierro galvanizado de diámetro de 2 pulgadas y la columna de pasamanos puede ser de varios materiales, concreto reforzado, acero A-36 o hierro galvanizado, con espaciamientos a cada 2 metros.

Figura 17. Sección transversal de puente, pasamanos



3.2.5. Carpeta asfáltica, según diseño

La carpeta asfáltica es la parte final en la construcción del puente, no necesariamente debe ser de concreto asfáltico, puede ser de concreto hidráulico, debiendo dejársele en ambos casos, bombeo normal del 2%, para evitar que el agua se estanque.

3.2.6. 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:

$$\sigma_r = \left(\frac{8 \times a \times b}{t \times (a + b)} \right) ; \quad \text{Para apoyos fijos y móviles.}$$

$$\frac{\Delta L}{T} = 0,50 ; \quad \text{Apoyos móviles o libremente apoyados.}$$

$$\sigma_a = \frac{R}{(a \times b)}$$

Donde:

- ΔL = máximo desplazamiento horizontal.
- a, b = dimensiones del apoyo.
- σ_f = esfuerzo admisible del acero, según Hooke = 1 700 kg/cm².
- σ_r = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo.
- σ_a = esfuerzo a compresión del apoyo.
- t = espesor de una lámina (1,3 cm).
- T = espesor total del elastómero.

Datos:

- L = 15 m.
- a = 75 cm.
- b = 30 cm.
- R = 150 ton (por viga) reacción en el punto.
- M_{cM} = 500 ton-m.
- M_{cv+1} = 190 ton-m.
- T = 65 mm.

Revisando el esfuerzo por compresión:

$$\sigma_r = \left(\frac{8 \times 75 \times 30}{1,3 \times (75 + 30)} \right) = 131,87 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = \frac{150}{(75 \times 30)} = 66,67 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo no sobrepasa el máximo recomendable de 100 kg/cm² y $\sigma_a < \sigma_r$, de acuerdo con el chequeo es correcto. Para apoyo simple o apoyo móvil se debe cumplir que $\Delta L / T < 0,50$.

Cálculo del desplazamiento horizontal:

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

$$\Delta_{eT} = \frac{1\ 700}{2,1 \text{ E}6} \times 1\ 500 = 1,21 \text{ cm.}$$

Deformación por carga muerta:

$$\Delta_{eCM} = \frac{\Delta_{eT} \times M_{CM}}{M_{CM} + M_{CV+1}}$$

$$\Delta_{eCM} = \frac{1,21 \times 500}{500 + 190} = 0,88 \text{ cm.}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida:

$$\Delta_C = 0,000165 \times L$$

Deformación por temperatura:

$$\Delta_t = 0,000011 \times D^\circ \times L$$

$$\Delta_t = 0,000011 \times 10 \times 1\ 500 = 0,165 \text{ cm.}$$

Deformaciones máximas:

$$\begin{aligned} \text{Contracción} &= \Delta e_{CM} - (\Delta C + \Delta t) \\ &= \mathbf{0,88 - (0,25 + 0,17) = 0,46 \text{ cm}} \end{aligned}$$

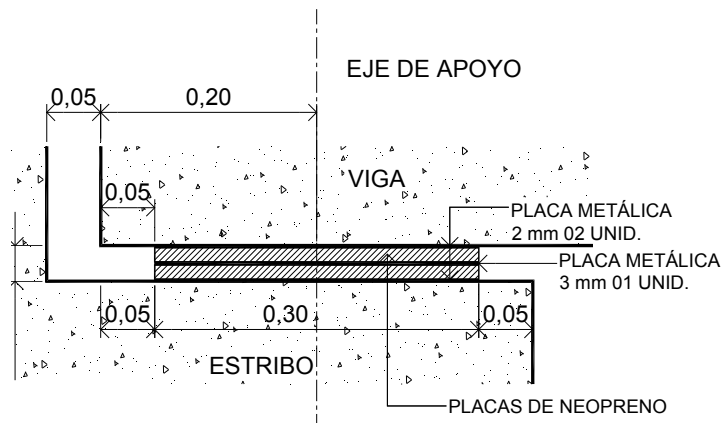
$$\begin{aligned} \text{Dilatación} &= (\Delta e_T + \Delta t) - \Delta C \\ &= \mathbf{(1,21 + 0,17) - 0,25 = 1,13 \text{ cm}} \end{aligned}$$

$$\text{Máximo desplazamiento horizontal del apoyo} = \Delta L = \mathbf{1,51 \text{ cm}}$$

Espesor de apoyos, se usarán dos placas de elastómero de 13 mm + dos placas de acero de 2 mm + una placa de acero de 3 mm = 33 mm = 3,3 cm.

$$\frac{\Delta L}{T} = \frac{1,51}{3,3} = 0,475 < 0,50$$

Figura 18. Detalle de apoyos de neopreno



NOTAS:

LA UNIÓN ENTRE LAS PLANCHAS DE NEOPRENO Y LAS PLACAS METÁLICAS DEBERÁ HACERSE CON UN PEGAMENTO QUE EVITE SU SEPARACIÓN
DIMENSIONES 30x75x 1,3 cm, DUREZA 60.

LOS APOYOS DE NEOPRENO DEBEN COLOCARSE EN UNA SOLA ENVOLTURA CONTENIENDO TANTO PLACAS DE NEOPRENO COMO LAS PLACAS METÁLICAS QUE LAS SEPARAN, EL ESPESOR TOTAL ES DE 3,30 cm.

3.3. Juntas en los puentes

Los materiales que componen una estructura sufren cambios en sus dimensiones debido a acciones tales como: las variaciones en la temperatura, estos cambios volumétricos producen movimientos relativos entre los diversos puntos de la estructura. Los efectos de la temperatura son generales en todas las estructuras aunque unos materiales son más sensibles que otros. Los movimientos de la super-estructura debido a la acción térmica dependen del material de que se constituye, su longitud, geometría y el rango de los cambios cíclicos diurnos y estacionarios. Debido a estos movimientos se deben diseñar juntas constructivas en las uniones de los puentes con los tramos iniciales y en tramos intermedios, según diseño.

3.3.1. Variación de la temperatura

Los puentes son estructuras que están sujetas a una compleja exposición ambiental cambiante con el tiempo. La temperatura, el aire en el ambiente y la radiación solar siguen dos ciclos: el diario y el anual. Durante el ciclo anual de temperatura cambia según sea la posición de la tierra y la distancia de esta al sol y del ciclo diario la temperatura mínima en el ambiente generalmente ocurre antes de la salida del sol, después la temperatura se incrementa hasta llegar a su valor máximo al mediodía.

3.3.2. Temperatura efectiva

Al determinar la temperatura de la super-estructura, se considera una temperatura promedio de ésta, ya que la temperatura es variable a través de su estructura debido al gradiente térmico que se da en la misma y está asociada con los movimientos a largo plazo.

3.3.3. Rango de temperatura

Todos los puentes están sometidos a movimientos producidos por la variación de temperatura, por lo que deben ser diseñados para acomodar estos movimientos, es necesario tener un criterio para determinar las temperaturas mínima y máxima que se pueden esperar en un puente. Las diferencias de temperatura que deben usarse en el cálculo de la deformación por temperatura son las que sufre la super-estructura, la cuales no necesariamente son las mismas que las del ambiente. En algunos materiales como el concreto, el calor se transmite muy lentamente. Las temperaturas de diseño se basan en datos metereológicos, sin embargo, el rango de cambios de temperatura no coincide con el rango de cambios de la temperatura ambiente. Los valores de las temperaturas efectivas mínima y máxima que se van a dar en la super-estructura del puente y dependen del tipo de material y de las temperaturas ambiente normal máxima y mínima en la localidad del puente, estos valores están dados en la siguiente tabla:

Tabla I. Relación entre la temperatura normal diaria máxima en el ambiente y la temperatura efectiva máxima de un puente

TEMPERATURA NORMAL DIARIA MÁXIMA ° C	TEMPERATURA EFECTIVA MÁXIMA DE UN PUENTE TIPO DE SUPER-ESTRUCTURA		
	CONCRETO ° C	COMPUESTA ° C	SOLO ACERO ° C
12,80	18,90	21,10	32,80
15,60	20,60	23,30	34,40
18,30	22,80	26,10	36,10
21,10	25,00	28,30	38,30
23,90	26,70	31,10	40,00
26,70	28,90	33,90	41,70
29,40	31,10	35,60	43,30
32,20	33,30	37,20	44,40
35,00	35,00	38,90	46,10
37,80	36,70	40,00	46,70
40,60	38,30	41,00	47,80
43,30	40,60	41,70	48,90

Fuente: Roy Imbsen, Thermal-effects in concrete bridge superstructures, página 22.

3.3.4. Coeficiente de expansión térmica del concreto

El coeficiente de expansión térmica del concreto depende grandemente del tipo de agregado empleado y de las proporciones de la mezcla. La pasta del cemento, normalmente tiene un coeficiente de expansión térmica más alto que el del agregado de la mezcla, pero como el agregado ocupa alrededor del 75 por ciento del volumen, son las características térmicas del agregado las que determinan el cambio de volumen del concreto durante un cambio de temperatura dado. La mayoría de códigos para el concreto reforzado, especifican un coeficiente térmico promedio de $0,000011$ a $0,000012/^{\circ}\text{C}$ (aproximadamente $0,000006/^{\circ}\text{F}$).

3.3.5. Temperatura inicial del puente

En algunos casos puede ser necesario determinar la temperatura de la super-estructura, por ejemplo, para establecer las dimensiones de la abertura de las juntas al construir el puente o para instalar ciertos tipos de juntas. Para que los diseñadores de puentes establezcan la magnitud del movimiento de expansión y contracción que puede esperarse en un puente, es necesario asumir el valor de temperatura efectiva, este valor asumido puede hacerse correcciones posteriormente, si la temperatura real existente en el puente durante la construcción es diferente a su valor asumido.

El código BE 3/72 indica que para propósitos de instalación de juntas, la temperatura de un puente es aproximadamente igual a la temperatura ambiente a la sombra, en los siguientes casos:

- En puentes con super-estructura de concreto o de construcción compuesta acero-concreto, de 8:00 am a 10:00 am cada día.

- En puentes con super-estructura de acero de 4:00 am a 6:00 am, en los días de verano y a cualquier hora en los días de invierno, exceptuándose los días en que hay noches muy frías o los días de mucho calor.

3.3.6. Contracción por secado del concreto

Algunos materiales cambian significativamente de volumen al ser sujetos a variaciones de humedad, entre estos materiales está el concreto. En el concreto son muy importantes las contracciones que sufre al secarse durante el proceso de fraguado. La magnitud de estas contracciones depende de diversos factores, especialmente; la cantidad de agua en la mezcla, forma de curado, humedad del ambiente, cantidad de refuerzo, tipo de cemento, clase de agregado y el tamaño de la super-estructura. Hay varios criterios para calcular la magnitud de la contracción por secado, según Meli, son varios valores recomendables de deformación unitaria 2×10^{-4} en regiones relativamente húmedas y 4×10^{-4} en zonas de climas muy secos.

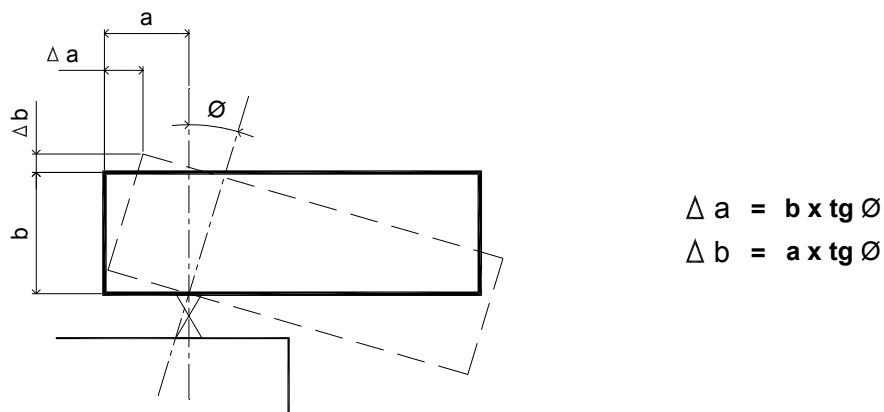
3.3.7. Movimiento de rotación

El código BE 3/72 indica que es de particular importancia considerar los efectos del movimiento de rotación en el diseño de las juntas de expansión de puentes. Debido a la flexión de las vigas longitudinales de la super-estructura de un puente, bajo la acción de las cargas, se produce la rotación de los extremos de las vigas, dándose un movimiento longitudinal de contracción al nivel de los apoyos.

Cuando la super-estructura está simplemente soportada sobre la sub-estructura y tiene un apoyo fijo en uno de sus extremos, la junta sobre dicho

apoyo se considera como fija al no tener movimiento de expansión, sin embargo no es fija respecto a la rotación ya que sí se puede producir este movimiento. Como el dispositivo de junta está colocado al nivel de la superficie de rodadura, su posición no coincide con el eje neutro de flexión de las vigas longitudinales de la super-estructura, por lo que se da el movimiento de rotación en la junta. Si en la junta no se acomoda apropiadamente el movimiento de rotación, es común que haya filtración de agua y se produzca el deterioro en la misma.

Figura 19. Magnitud de la deformación vertical y horizontal debido al movimiento de rotación en el extremo de la super-estructura



3.3.8. Movimientos que se producen en las juntas

Usualmente los movimientos más significativos son los debidos a los cambios de temperatura y los resultantes de la fluencia y contracción por secado del concreto.

3.3.8.1. Movimiento por cambios de temperatura

Al haberse determinado el rango de temperatura que afecta a un puente, la elongación y contracción longitudinal de la super-estructura producidas por los cambios de temperatura se calcula con base en la temperatura que tiene la misma cuando se efectúa la instalación de las juntas.

Magnitud del movimiento total debido a los cambios de temperatura:

$$\Delta l_t = (T_{\text{máx}} - T_{\text{mín}}) \times \alpha \times l$$

Magnitud de la elongación producida por el incremento de temperatura:

$$\Delta l_{t+} = (T_{\text{máx}} - T_{\text{inst}}) \times \alpha \times l$$

Magnitud de la contracción debido a decrecimiento de temperatura:

$$\Delta l_{t-} = (T_{\text{inst}} - T_{\text{mín}}) \times \alpha \times l$$

Donde:

T_{máx} = Temperatura máxima (efectiva).

T_{mín} = Temperatura mínima (efectiva).

T_{inst} = Temperatura de la super-estructura cuando se efectúa la instalación de las juntas.

α = Coeficiente de expansión térmica.

l = Longitud de la super-estructura.

3.3.8.2. Contracción de secado del concreto

Deformación unitaria debido a la contracción por secado:

$$\epsilon_s = 200 \times 10^{-6}$$

Magnitud de la contracción total por secado:

$$\Delta l_s = \epsilon_s \times l = 200 \times 10^{-6} \times l$$

Magnitud de la contracción parcial por secado:

$$\Delta I_S = \epsilon_s \times l \times \beta = 200 \times 10^{-6} \times l \times \beta$$

Donde:

ϵ_s = Deformación unitaria debido a la contracción por secado.

l = Longitud de la super-estructura.

β = Coeficiente de decrecimiento de la contracción por secado.

Tabla II. Variación del coeficiente de decrecimiento

Edad del concreto (meses)	0,3	0,5	1,0	3,0	6,0	12,0	24,0
Coeficiente de decrecimiento (β)	0,8	0,7	0,6	0,4	0,3	0,2	0,1

Fuente: Design of Expansion Joints, página 12.

3.3.8.3. Contracción por fluencia del concreto

Factor de fluencia:

Se puede asumir = $\Psi = 2$

Deformación elástica unitaria: $\epsilon_e = \sigma / E$

Deformación unitaria debido a la fluencia:

$$\epsilon_c = \Psi \times \epsilon_e = 2 \times (\sigma / E)$$

Magnitud de la contracción total por fluencia:

$$\Delta I_C = \epsilon_c \times l = 2 \times (\sigma / E) \times l$$

Magnitud de la contracción parcial por fluencia:

$$\Delta I_C = \epsilon_c \times l \times \beta = 2 \times (\sigma / E) \times l \times \beta$$

Donde:

σ	=	Esfuerzo en el concreto debido al preesfuerzo.
E	=	Módulo elástico del concreto.
l	=	Longitud de la super-estructura.
β	=	Coefficiente de decrecimiento de fluencia.
Ψ	=	Factor de fluencia.
ϵ_c	=	Deformación unitaria debido a la fluencia.

3.3.9. Juntas utilizadas en puentes

El movimiento horizontal normal a la junta se calcula según la siguiente fórmula:

$$HM = L \times tr \times ct \times \text{sen } \alpha \times tn$$

Donde:

L	=	Longitud del puente, en pulgadas.
tr	=	Rango de temperatura del acero o del concreto. (150° F, para acero y 90° F para concreto).
ct	=	Coefficiente de expansión térmica del acero o del concreto. (0,0000065/°F para acero y 0,000006/°F para concreto).
α	=	Ángulo comprendido entre la línea central de la carretera y la junta.
tn	=	Factor empírico tomado para el acero o el concreto. (Para acero 1,30 y para concreto 2,00).

Esta fórmula solo se puede aplicar, si el movimiento resultante es menor de 4", caso contrario, se debe utilizar otra fórmula. Cuando el rango de

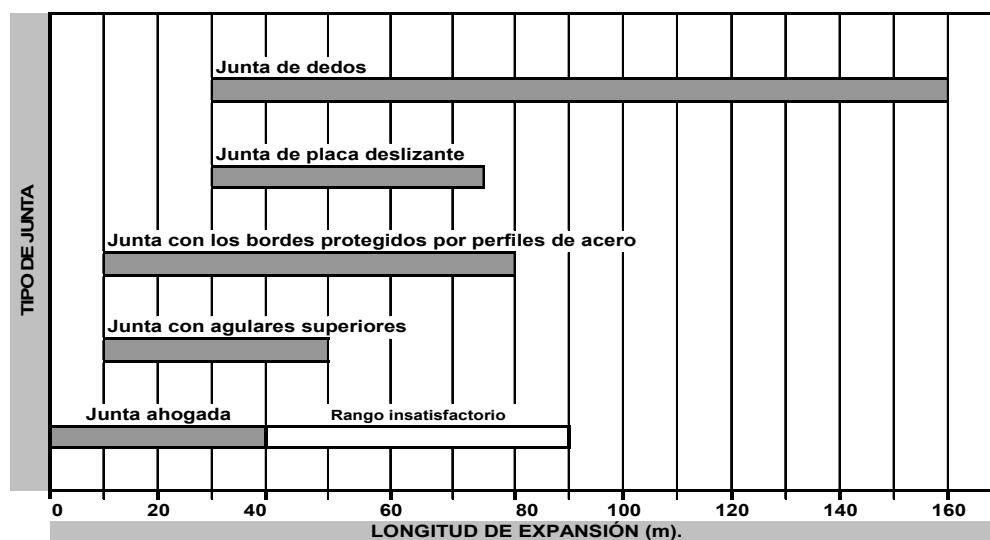
movimiento ha sido determinado, el tipo de junta puede ser seleccionado de la siguiente tabla:

Tabla III. Magnitud de movimientos aceptables según el tipo de junta

TIPO DE JUNTA	MOVIMIENTO LONGITUDINAL TOTAL ACEPTABLE				MOVIMIENTO VERTICAL MÁXIMO ACEPTABLE ENTRE LOS DOS LADOS DE LA JUNTA	
	MÍNIMO		MÁXIMO		mm	pulgadas
	mm	pulg.	mm	pulg.		
JUNTA AHOGADA (Junta cubierta por la capa de rodadura de asfalto)	5	0,2	20	0,8	0,5	0,015
JUNTA ABIERTA y con sellador vertido	5	0,2	12	0,45	3	0,125
JUNTA CON SELLADOR Preformado a compresión	5	0,2	40	1,5	3	0,125
JUNTA CON SELLADOR DE MEMBRANA	5	0,2	50	2	3	0,125
JUNTA ABIERTA	5	0,2	60	2,25	3	0,125
JUNTA DE DEDOS	50	2	0,00	0,00	3	0,125

Fuente: Technical Memorandum (Bridges) No. BE 3 / 72 , página 3.

Tabla IV. Rango de longitudes de expansión, para selección de junta

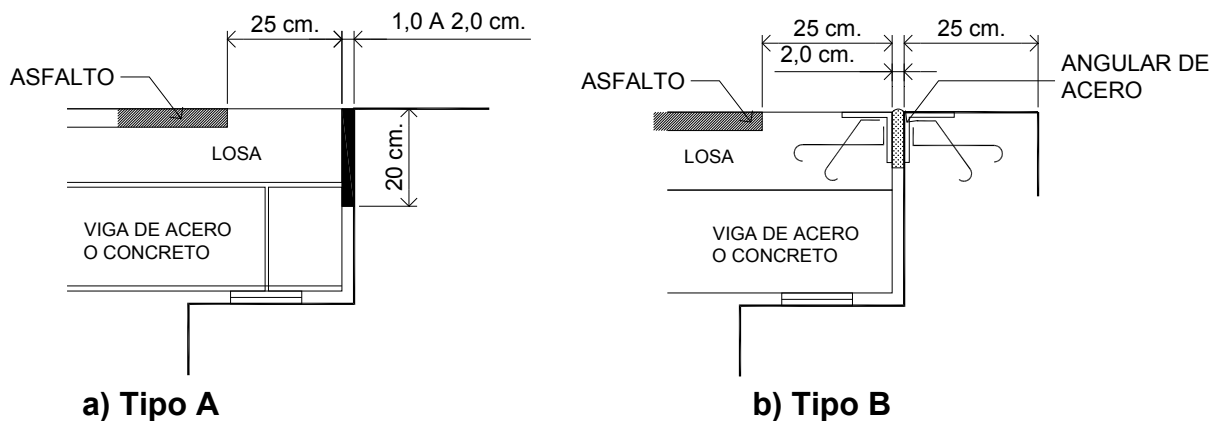


Fuente: W. Black, Performance of Bridge Expansion Joints in Great Britain, página 93.

3.3.9.1. Juntas abiertas

Las juntas denominadas abiertas han sido empleadas en numerosos puentes, bajo ciertas condiciones son una solución efectiva y económica. El principal factor que se toma en cuenta para determinar si se usa una junta abierta o una junta sellada es el costo. El código BE 3/72 indica que el tamaño máximo de abertura de junta que puede ser tolerado por los vehículos automotores es de 65 mm o su equivalente 2,50 pulgadas. Este tipo de juntas deben llevar un tipo de sellador.

Figura 20. Tipos de juntas abiertas

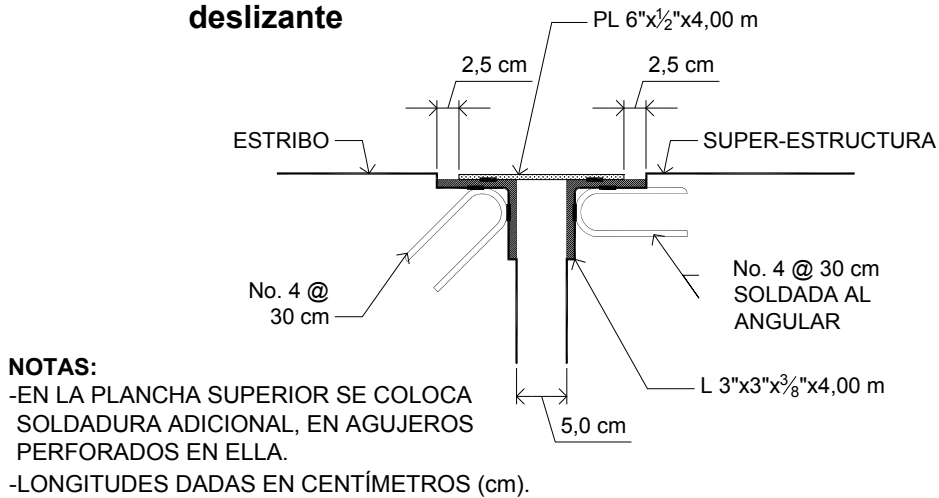


3.3.9.2. Junta placa deslizante

La junta de placa deslizante es uno de los tipos más comunes de juntas de dilatación. Esta junta está constituida por un angular anclado en cada una de sus orillas, sobre las cuales es colocada una plancha cubrejunta que se fija a uno de los angulares por medio de remaches, tornillos o soldadura, sobre el otro angular la plancha queda libre.

Por estar cubierta la abertura de la junta, mejora la calidad de rodadura sobre la misma. La placa cubrejunta debe quedar completamente apoyada sobre los angulares, evitándose así su desprendimiento o que haga ruido al golpear contra los angulares con el paso de los vehículos.

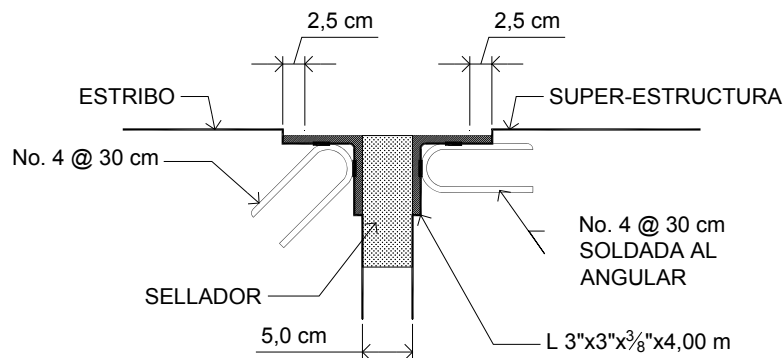
Figura 21. Junta estándar de la Dirección General de Caminos, para placa deslizante



3.3.9.3. Junta con angulares en sus bordes

En la junta con angulares en sus bordes (sin placa cubrejunta), son anclados al concreto, al igual que en el caso anterior, y entre ellos se debe instalar un sellador.

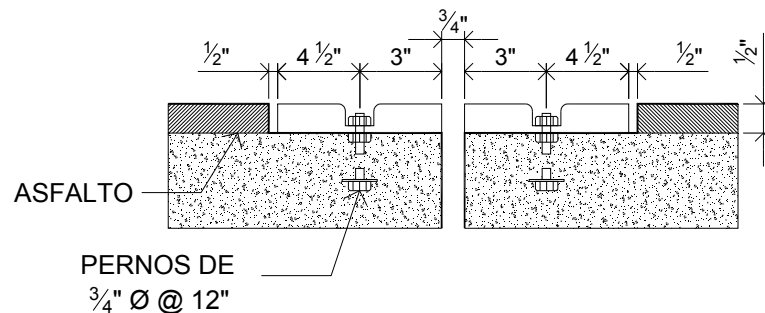
Figura 22. Junta con angulares en sus bordes



3.3.9.4. Junta con placas en sus bordes

La junta con placas en sus bordes es similar a la anterior, pero en lugar de angulares, se colocan placas metálicas, en posición horizontal, ancladas al concreto. Este tipo de junta ha sido usada en varios países, por considerarse que tienen un mejor comportamiento en servicio que las juntas de placa deslizante, y además son más fáciles de instalar. Si en este tipo de juntas las placas son muy anchas, del orden de 4 pulgadas, la superficie superior de éstas deben ser resistentes al deslizamiento.

Figura 23. Junta con placas en sus bordes

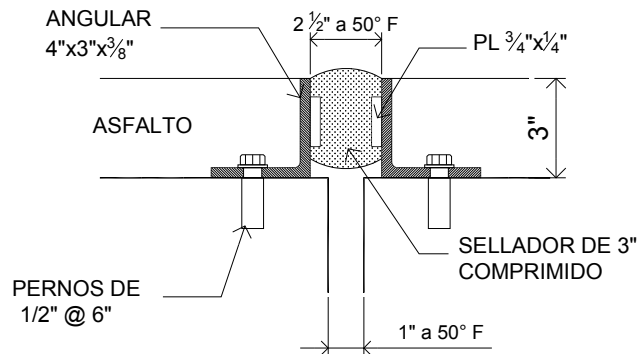


Fuente: W. Black, *Performance of Bridge Expansion Joints in Great Britain*, página 65.

3.3.9.5. Junta con angulares superiores

Cuando la super-estructura tiene una capa de asfalto como superficie de rodadura, se puede utilizar la junta de angulares superiores, en la cual estos están colocados con uno de sus lados hacia arriba. En este tipo de junta se instala un angular en cada una de sus orillas, en la forma indicada, y entre los mismos se coloca un sellador. Regularmente para fijar los angulares a la estructura del puente se utilizan pernos.

Figura 24. Junta con angulares superiores



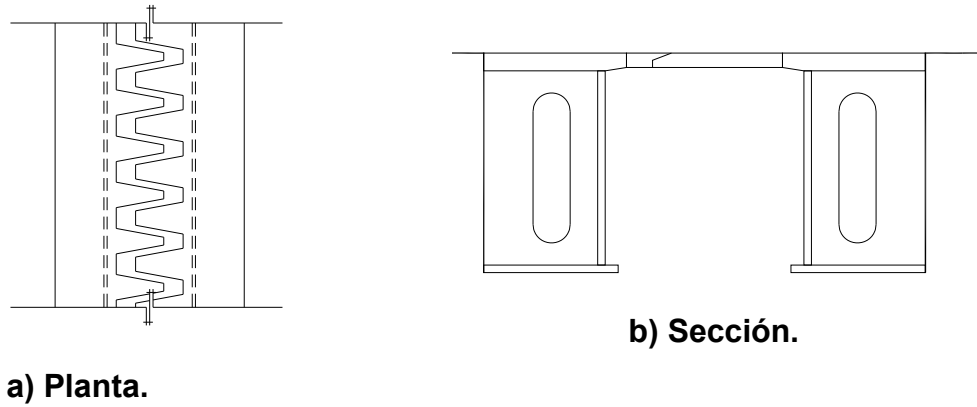
Fuente: W. Black, Performance of Bridge Expansion Joints in Great Britain, página 55.

3.3.9.6. Junta con placa en forma de dedos

Las juntas de dedos también son llamadas juntas dentadas o tipo peine, este tipo de junta está en voladizo, pero pueden tener una mayor longitud y quedar apoyadas sobre el borde de la junta. Las juntas de dedos usualmente son ensambladas en fábrica y soportan la carga de rueda directamente. Prácticamente este es el tipo de junta más usado cuando el movimiento en los puentes es mayor de 10 cm (4"), y tienen una durabilidad adecuada, ampliamente utilizadas en puentes de acero.

Puede tener incorporado un sistema de drenaje, el cual se instala debajo de la junta o a un lado de ésta, en cuyo caso se coloca una rejilla al nivel de la superficie de rodadura. El problema más común es la obstrucción del canal de drenaje con arena y desechos, lo cual frecuentemente impide la operación adecuada de la junta y en casos extremos hace que los dedos de la junta se levanten. Este sistema en Guatemala ha sido utilizado en puentes principales, tales como el puente Belice, puente San Juan en río Hondo Zacapa.

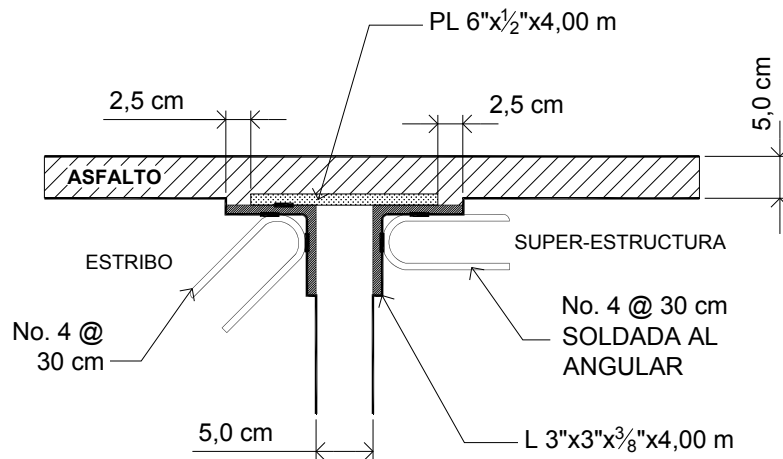
Figura 25. Junta con placa en forma de dedos



3.3.9.7. Juntas ahogadas

Cuando se utiliza una capa de asfalto como superficie de rodadura de los puentes, es usual colocar ésta en forma continua sobre las juntas de expansión, debido a que en este caso las juntas se les conocen como juntas ahogadas. En este tipo de juntas los desplazamientos de los extremos de la super-estructura son absorbidos por la deformación del pavimento asfáltico.

Figura 26. Junta ahogada, de la Dirección General de Caminos



4. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES EN ACERO

El acero es un material de construcción competitivo para claros de tamaño mediano, y favorable para claros largos, esto se debe a que tiene una alta resistencia a la tensión y a la compresión. Se comporta como un material elástico casi perfecto dentro de los niveles de trabajo. La principal desventaja es su susceptibilidad a la corrosión, que está siendo eliminada con la aparición de aditivos químicos o el mejoramiento de pinturas. La calidad del acero, esfuerzos permitidos y estándares de detalles, materiales y mano de obra para puentes de acero están contenidos en el *Manual for Railway Engineering* y en *Standar Specifications for Higjway Bridges* de la AASHTO.

Las dimensiones y propiedades geométricas de las placas roladas de acero y perfiles comercialmente disponibles, se tabulan en el *Steel Construction Manual*, de *American Institute of Steel Construction*, más conocida como AISC, y en manuales editados por los principales productores de acero. Dentro de las limitaciones de diseño, se encuentran las relaciones entre peralte, esbeltez y las deflexiones. Las especificaciones de la AASHTO y AREA limitan las relaciones de peralte-claro de las estructuras de los puentes, así como las relaciones de esbeltez, l/r de armaduras individuales o contraventeos.

4.1. Cargas de diseño

La AASHTO requiere que los puentes sean diseñados para soportar cargas muertas, vivas e impacto, o efecto dinámico de la carga viva. Las estructuras deben ser también capaces de soportar otras cargas a las cuales pueden estar sujetas.

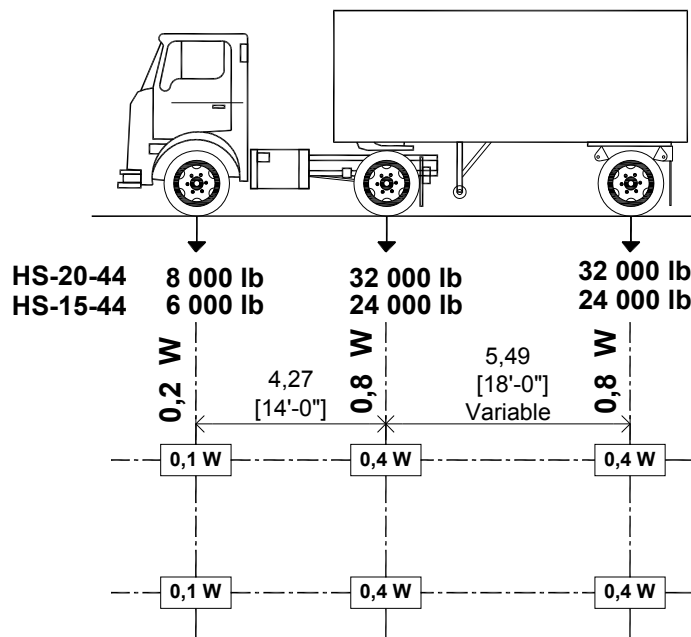
4.1.1. Cargas muertas

Los diseñadores deben usar los pesos muertos reales de los materiales especificados para la estructura, para los materiales más usados, las especificaciones estándar indican los pesos que deben usarse. Para otros materiales los diseñadores deben determinar las cargas apropiadas de diseño. El valor de las cargas muertas debe indicarse en planos, por futuras rehabilitaciones, agregar carpeta de rodadura, etc.

4.1.2. Cargas vivas

Existen cuatro clases estándar de cargas para vehículos de carretera, incluidas en las especificaciones estándar; H-15, H-20, HS-15 y HS-20, la AASHTO, indica que la carga mínima de diseño para puentes nuevos debe ser por lo menos HS-20, para todas las clases funcionales de carreteras.

Figura 27. Cargas estándar HS-20 y aplicaciones de carga viva



4.1.3. Impacto

Se aplica un factor a las cargas vivas vehiculares para representar el aumento de carga debido al impacto causado por una superficie rugosa de la carretera u otra perturbación. En las especificaciones de la AASHTO, el factor de impacto I es una función de la luz y se determina como:

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0,30$$

Donde:

- I = Incremento en los esfuerzos debido a la carga viva. Con un valor máximo de 0,30.
- L = Longitud en pies, de la parte del claro cargado para producir el esfuerzo máximo.

4.2. Conexiones en los puentes

La conexión de los distintos tipos de elementos para la construcción de un puente carretero, está normado por la ASTM en sus designaciones A-502, A-490 y A-325, para el caso de uniones pernadas. En el caso de uniones soldadas es el *American Weldin Society* con el *Structural Welding Code*, quien regula los diferentes tipos y tamaños.

4.2.1. Conexiones con pernos

Las partes metálicas de un puente pueden empatarse mediante pernos de acero templado ASTM A-325, las tuercas se aprietan a valores específicos y su fijación requiere menos preparación de las superficies en contacto y más mano de obra que el remachado.

4.2.2. Conexiones soldadas

En la soldadura, las partes que van a unirse, se funden a altas temperaturas, en general agregando materiales metálicos adecuados. La AWS regula la aplicación de los distintos tipos de soldaduras y esfuerzos permitidos en las mismas. Las uniones soldadas tienen ventaja sobre las remachadas y pernadas como por ejemplo: ahorro de acero, debido a la eliminación de agujeros, omisión de materiales de empalme adicional, apariencia más lisa, factibilidad de reparación, menos ruido durante el montaje. Por último, la construcción soldada requiere control especial para puentes en climas fríos, cuando se usa la soldadura en campo, cuyas condiciones de acceso son poco favorables se debe tener mayor inspección

4.3. Materiales para la super-estructura

Dentro de los materiales que existen para la super-estructura, existen varios tipos en formas y tamaños, los más comunes son los utilizados con perfiles metálicos rolados en frío, vigas I, pero también pueden ser perfiles metálicos formados con placas soldadas que se arman para cubrir los esfuerzos mínimos requeridos. Teniendo los siguientes ejemplos:

4.3.1. Vigas armadas tipo Joist

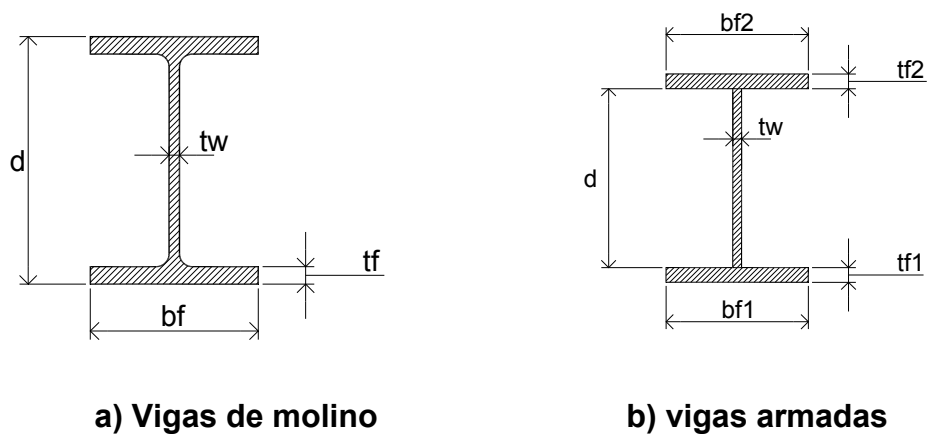
El término de vigas armadas tipo Joist se conoce en diseño como traveses armados, utiliza elementos estructurales con sección transversal en forma de I, agregando perfiles en C o L unidos con placas soldadas o pernadas. Muchos de los sistemas utilizados para la construcción de puentes de paso aéreo son utilizados por este tipo de vigas, pues presentan gran capacidad de carga con

claros amplios. Existen dos tipos de puentes armados con este tipo de vigas, el primero son los de paso superior y luego tenemos los de paso inferior.

4.3.2. Vigas de molino y vigas armadas

Son las vigas que salen de fábrica, fundidas a grandes temperaturas de alto horno, son moldeadas con las especificaciones de la AICS, para su distribución, tienen la denominación de W 15x31, donde W representa el tipo de viga, 15 el peralte de la viga I y 31 el peso por pie del elemento. Las vigas armadas, como su nombre lo dice, son armadas en taller procurando la geometría de las vigas I de molino, para evitar el cálculo de las propiedades geométricas de las secciones. Dentro de las características principales tenemos la geometría básica de estas:

Figura 28. Ejemplo de vigas de molino y vigas armadas



Donde:

- $d =$ Peralte de la viga.
- $bf =$ Patín de la viga o base, $bf1 = bf2$.
- $tf =$ Espesor del patín, $tf1 = tf2$.
- $tw =$ Espesor del alma, las medidas están dadas en pulgadas.

4.4. Diseño estructural para puentes en acero

Dentro del diseño estructural para puentes en acero, existen varios métodos de los cuales se pueden mencionar; diseño por esfuerzos admisibles con vigas laminadas sección compuesta, diseño por esfuerzos admisibles con vigas esbeltas armadas en construcción sección compuesta, diseño por coeficientes de carga con vigas esbeltas armadas en construcción compuesta y se podrían seguir enumerando.

La selección del método dependerá del diseñador, en cuanto a: disponibilidad de la materia prima en el mercado local, uso del puente, cliente a quién se le construirá el puente referido a costos de producción y por último, lugar de instalación, para el transporte de los distintos tipos de elementos, se sugiere que la mayoría de éstos sean ensamblados en fábrica.

4.4.1. Datos para el diseño

Los datos para el diseño son importantes para definir las características finales del puente en estudio, se tienen los siguientes datos:

Luz total	=	15,00 metros.
Ancho útil	=	7,20 metros.
Ancho total	=	9,00 metros.
Sobre carga	=	HS-20-44.

Figura 29. Planta normal de puente

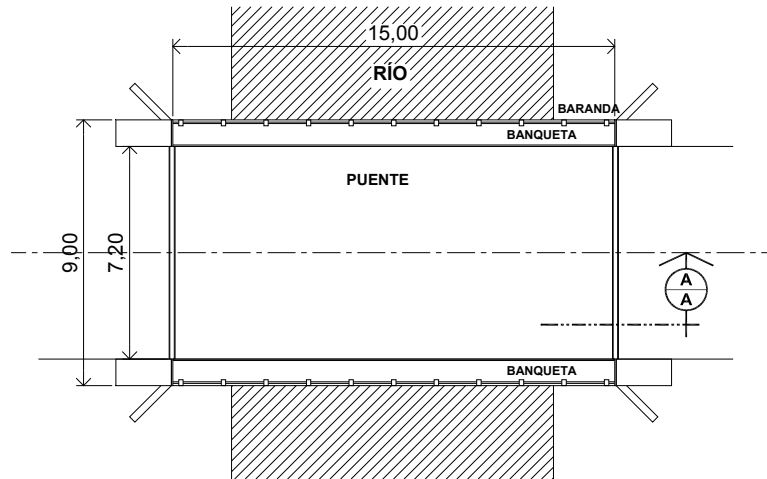
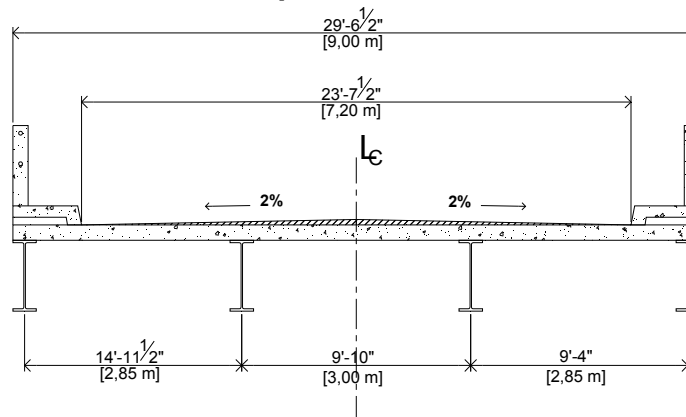


Figura 30. Sección transversal para análisis matemático



4.4.2. Diseño de losa con el sistema metal-deck

La losa acero es un sistema que en la actualidad se utiliza para la construcción de entresijos de carga, edificios, estacionamientos, puentes, etc., su versatilidad a la hora de construcción, la forma fácil de instalación, el transporte de los materiales y otras condiciones hacen que este sistema, también llamado losa acero sea una mejor opción.

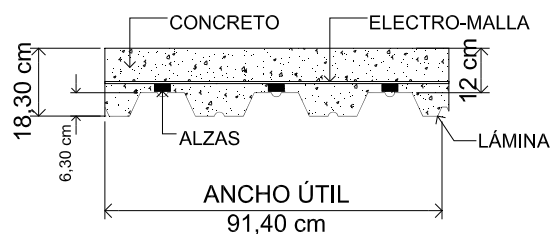
En el diseño se involucran dos etapas principales, la primera cuando el concreto fresco aún no ha fraguado, en la cual, la lámina funciona como formaleta y la segunda cuando el concreto alcanza su resistencia y se combina con la lámina para trabajar como sección compuesta.

4.4.2.1. Elementos del metal-deck

Los elementos principales del metal-deck o losa acero son:

- Lámina estructural.
- Pernos de cortante, también llamados Nelson Stud.
- Acero de refuerzo, o su similar en Electromalla 6/6.
- Concreto, mínimo de 3 000 psi, para puentes se usará el rango entre 4 000 y 5 000 psi. Con espesor de 12 cm.

Figura 31. Elementos del metal-deck



4.4.2.2. Tablas de diseño

Las tablas de diseño proporcionan los datos técnicos necesarios para el diseñador, estos datos son específicos del fabricante, el cual debe proporcionarlos a la hora de realizar la venta del material. Existen varias empresas que suministran la lámina estructural, como por ejemplo Galvamet,

Acesco, etc. a continuación se presentan las tablas de diseño de la empresa mexicana Galvamet, (para el diseño de prototipo se tomo galvadeck 25):

Tabla V. Propiedades de la sección, galvadeck 25

Propiedades de la Sección de Acero				
Calibre	Peso kg/m ²	I cm ⁴ /m	Ssup cm ³ /m	Sinf cm ³ /m
24	5,91	54,3	16,86	17,35
22	8,29	76,15	23,65	24,33
20	9,89	90,66	28,15	28,97
18	13,04	119,48	37,1	38,18

I = Momento de inercia de la sección de acero (cm⁴/m).

Ssup = Módulo de sección, de la sección de acero para la fibra superior (cm³/m).

Sinf = Módulo de sección, de la sección de acero para la fibra inferior (cm³/m).

Fuente: Galvamet, Empresa Hylsamex, México DF.

Tabla VI. Propiedades de la sección compuesta, galvadeck 25

Propiedades de la Sección Compuesta por metro de ancho						
Calibre	Espesor de concreto (cm)	Wdl kg/m ²	Vr kg	Ic cm ⁴	Ssc cm ³	Sic cm ³
24	5,00	195,00	1 445,00	315,00	92,00	40,00
	6,00	218,00	1 734,00	410,00	106,00	48,00
	8,00	264,00	2 312,00	678,00	142,00	71,00
	10,00	310,00	2 891,00	1 074,00	187,00	101,00
	12,00	356,00	3 469,00	1 626,00	243,00	139,00
22	5,00	197,00	1 445,00	391,00	105,00	51,00
	6,00	220,00	1 734,00	502,00	121,00	61,00
	8,00	266,00	2 312,00	804,00	159,00	86,00
	10,00	312,00	2 891,00	1 238,00	207,00	119,00
	12,00	358,00	3 469,00	1 834,00	265,00	161,00
20	5,00	199,00	1 445,00	445,00	114,00	60,00
	6,00	222,00	1 734,00	567,00	131,00	71,00
	8,00	268,00	2 312,00	893,00	171,00	98,00
	10,00	314,00	2 891,00	1 356,00	220,00	133,00
	12,00	360,00	3 469,00	1 985,00	279,00	177,00
18	5,00	202,00	1 445,00	538,00	127,00	75,00
	6,00	225,00	1 734,00	678,00	146,00	88,00
	8,00	271,00	2 312,00	1 049,00	189,00	119,00
	10,00	317,00	2 891,00	1 564,00	242,00	158,00
	12,00	363,00	3 469,00	2 253,00	304,00	206,00

Wdl = Peso propio de la lámina y el concreto (kg/m²).

Vr = Cortante (kg).

Ic = Momento de inercia de la sección compuesta (cm⁴).

Sic = Módulo de sección, de la sección compuesta para la fibra inferior de la losa (cm³).

Ssc = Módulo de sección, de la sección compuesta para la fibra superior de la losa (cm³).

t = Espesor de la losa de concreto medida sobre las crestas (cm).

L = Separación entre apoyos (m).

Fuente: Galvamet, Empresa Hylsamex, México DF.

Tabla VII. Sobrecarga permisible galvadeck 25

SOBRECARGA PERMISIBLE (kg / m²)						
Calibre	L	Espesor de concreto (t)				
	metros	5 cm.	6 cm.	8 cm.	10 cm.	12 cm.
24	1,80	1 346,00	1 631,00	2 305,00	2 902,00	3 498,00
	2,00	1 053,00	1 280,00	1 951,00	2 581,00	3 113,00
	2,20	836,00	1 020,00	1 567,00	2 294,00	2 798,00
	2,40	672,00	822,00	1 274,00	1 878,00	2 535,00
	2,60	543,00	668,00	1 047,00	1 555,00	2 210,00
	2,80	442,00	546,00	866,00	1 298,00	1 857,00
	3,00	360,00	448,00	721,00	1 091,00	1 571,00
	3,20	292,00	367,00	601,00	921,00	1 338,00
	3,40	237,00	300,00	503,00	780,00	1 145,00
	3,60	190,00	244,00	420,00	663,00	983,00
	3,80	151,00	197,00	350,00	563,00	845,00
	4,00		156,00	290,00	478,00	728,00
4,20			238,00	405,00	627,00	
4,40			194,00	341,00	540,00	
22	1,80	1 408,00	1 706,00	2 302,00	2 900,00	3 496,00
	2,00	1 248,00	1 514,00	2 046,00	2 579,00	3 111,00
	2,20	1 116,00	1 352,00	1 835,00	2 316,00	2 795,00
	2,40	907,00	1 101,00	1 597,00	2 097,00	2 532,00
	2,60	744,00	906,00	1 321,00	1 884,00	2 310,00
	2,80	614,00	751,00	1 102,00	1 582,00	2 119,00
	3,00	510,00	625,00	926,00	1 338,00	1 874,00
	3,20	424,00	523,00	782,00	1 138,00	1 604,00
	3,40	353,00	438,00	662,00	972,00	1 380,00
	3,60	294,00	367,00	562,00	833,00	1 192,00
	3,80	243,00	307,00	477,00	716,00	1 033,00
	4,00	200,00	255,00	4 004,00	616,00	897,00
4,20	163,00	211,00	342,00	529,00	781,00	
4,40	131,00	173,00	288,00	455,00	679,00	
20	1,80	1 407,00	1 705,00	2 300,00	2 898,00	3 494,00
	2,00	1 246,00	1 512,00	2 044,00	2 577,00	3 109,00
	2,20	1 115,00	1 354,00	1 834,00	2 314,00	2 794,00
	2,40	1 005,00	1 223,00	1 659,00	2 095,00	2 531,00
	2,60	909,00	1 089,00	1 510,00	1 910,00	2 308,00
	2,80	756,00	908,00	1 292,00	1 751,00	2 118,00
	3,00	633,00	763,00	1 091,00	1 530,00	1 953,00
	3,20	532,00	643,00	926,00	1 307,00	1 797,00
	3,40	449,00	545,00	790,00	1 122,00	1 551,00
	3,60	379,00	462,00	676,00	967,00	1 344,00
	3,80	320,00	392,00	579,00	835,00	1 170,00
	4,00	269,00	332,00	496,00	723,00	1 021,00
4,20	225,00	280,00	425,00	627,00	892,00	
4,40	188,00	236,00	364,00	543,00	781,00	

Continuación tabla VII.

SOBRECARGA PERMISIBLE (kg / m ²)						
Calibre	L	Espesor de concreto (t)				
	metros	5 cm.	6 cm.	8 cm.	10 cm.	12 cm.
18	1,80	1 404,00	1 702,00	2 298,00	2 895,00	3 491,00
	2,00	1 243,00	1 509,00	2 041,00	2 574,00	3 106,00
	2,20	1 112,00	1 351,00	1 831,00	2 311,00	2 791,00
	2,40	1 002,00	1 220,00	1 656,00	2 092,00	2 528,00
	2,60	910,00	1 109,00	1 507,00	1 907,00	2 035,00
	2,80	830,00	1 014,00	1 380,00	1 748,00	2 115,00
	3,00	761,00	931,00	1 270,00	1 610,00	1 950,00
	3,20	701,00	847,00	1 174,00	1 490,00	1 805,00
	3,40	584,00	725,00	1 014,00	1 384,00	1 678,00
	3,60	492,00	620,00	875,00	1 204,00	1 564,00
	3,80	418,00	527,00	757,00	1 049,00	1 417,00
	4,00	359,00	452,00	657,00	915,00	1 244,00
	4,20	310,00	390,00	571,00	801,00	1 094,00
4,40	269,00	340,00	496,00	702,00	965,00	

Para el cálculo de las propiedades de la sección compuesta se consideró concreto normal, peso volumétrico de 2 300 kg/m³ y f'c = 200 kg/cm².

La sobrecarga mostrada en las tablas está basada en las condiciones de un claro simplemente apoyado, actuando la lámina como refuerzo positivo.

Máximo claro sin apuntalamiento temporal de acuerdo con las recomendaciones del *Steel Deck Institute* (SDI), estando limitado por una deflexión de L/180, pero sin exceder de 1,9 cm.

Criterios y métodos de diseño de acuerdo al "Manual de Miembros Estructurales de Acero Rolado en Frío" editado por el *American Iron and Steel Institute*, 1986.

Lámina galvanizada de acuerdo a la Norma ASTM A-653 grado 37.

Esfuerzo máximo de trabajo del acero: 1 560 kg/cm².

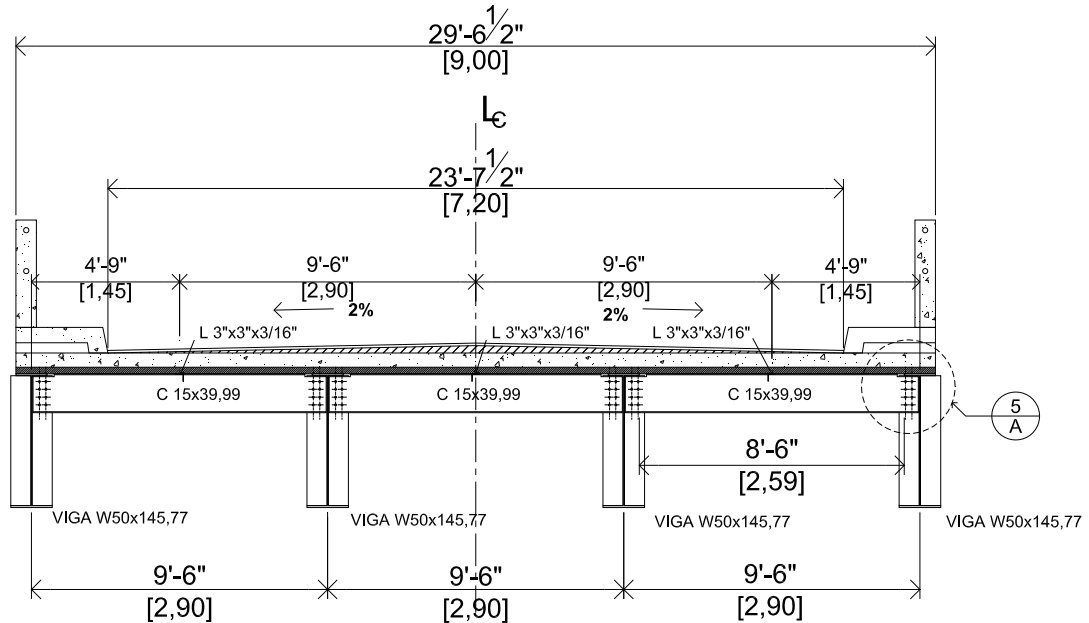
Fuente: Galvamet, Empresa Hylsamex, México DF.

4.4.2.3. Diseño estructural

Para el diseño estructural se tomaron varios factores, que influyen en la decisión del perfil de lámina a utilizar, así como las propiedades del panel y refuerzos mínimos de diseño. Para ello se tienen las condiciones de apoyo:

CONDICIONES DE APOYO		METAL-DECK PROPUESTO		M-25
LUZ TOTAL =	9,00 m	CALIBRE =	18,00	1,20 mm
LUZ ENTRE APOYOS =	3,00 m	fy =	2 810,00	kg / cm ² 40 KSI
LUZ LIBRE =	2,59 m	Es =	2 077 500,00	kg / cm ² 29 500 KSI
ANCHO DE APOYO =	0,30 m	† LOSA =	120,00	mm SISTEMA CONTINUO DE TRES LUCES
		CONCRETO		
		f'c =	281,00	kg / cm ² 4 KSI
		PESO CONC =	2 400,00	kg / m ³

Figura 32. Condiciones de apoyo y geometría inicial



4.4.2.4. Cálculo de la carga distribuída por CM y CV

Para la integración de cargas por carga distribuida se deben analizar por separado las cargas muertas y las cargas vivas aplicadas a la losa, se tiene:

CALCULO DE LA CARGA DISTRIBUÍDA

POR CARGA MUERTA

PESO = **363,00** kg / m
 t = **0,15** m

SUBSTITUIR POR CSI
 POR UN METRO DE ANCHO

CARGA MUERTA SOBRE IMPUESTA

	Wc	t	b	CARGA DIST.
PESO DE LOSA=	2 400,00	0,13	1,00	300,00 kg/m
PESO ASFALTO=	2 100,00	0,04	1,00	84,00 kg/m
PESO METALDECK=	8,90	1,00	1,00	8,90 kg/m
CARGA VIVA =				120,00 kg/m
PESO BARANDAS=				10,00 kg/m

TOTAL... **522,90** kg/m

POR CARGA VIVA

8,50	pie
32 000,00	lb

ESPACIAMIENTO ENTRE VIGAS EN PIES
CARGA DEL CAMIÓN DEL EJE MÁS PESADO EN LIBRAS.

$$M_{cv} = 0,8 \times ((L+2)/32) \times P \quad L, \text{ dada en pies y } P \text{ en libras.}$$

$$M_{cv} = 8\,397,90 \text{ lb-pie} = 1\,161,05 \text{ kg-m}$$

IMPACTO

$$\text{LUZ LIBRE} = 2,59 \text{ m}$$

$$I = 15,24 / (L+38) < 0,30$$

$$I = 0,38 < 0,30$$

FACTOR DE IMPACTO	0,30
A USAR	0,30

CARGA VIVA MAS IMPACTO

$$M_{cv} = 348,32 \text{ kg-m}$$

$$W_{cv} = 348,32 \text{ kg/m} \quad \text{POR BANDA}$$

TOTAL INTEGRACIÓN DE CARGAS

$$\text{TOTAL...CM+CV} = 871,22 \text{ kg/m}$$

4.4.2.5. Deflexiones permisibles

El cálculo de las deflexiones verticales del sistema, durante la etapa de construcción, donde la lámina actúa como formaleta, incluye solo el peso propio del concreto de acuerdo con el espesor de diseño, más el peso propio de la lámina. El límite superior para deflexiones verticales en la condición de formaleta será de:

$$\delta_{\text{CALC}} < \delta_{\text{ADM}}$$

Datos para el chequeo

WPP =	522,90	kg / m	PESO DEL CONCRETO + PESO DEL TABLERO
WPP =	871,22	kg / m	PESO DEL CONCRETO + PESO DEL TABLERO + CV
LUZ LIBRE =	2,59	m	
Es =	2 077 500,00	kg / cm ²	MÓDULO ELÁSTICO DEL ACERO, 203 000 N/mm ²
Is =	119,48	cm ⁴	INERCIA DE METALDECK, DE TABLAS

Deflexión admisible:

$$\delta_{ADMISIBLE} = (L/180) \times 100 \quad \text{En cm.}$$

$$\delta_{ADMISIBLE} = 1,44 \text{ cm} \quad \text{Con un valor máximo de 2,00 cm.}$$

Deflexión calculada: $\delta_{CALC} = (0,0069 \times (W_{pp}/100) \times (L \times 100)^4) / (E_s \times I_s)$

$$\delta_{CALC} = 0,65 \text{ cm}$$

CHEQUEO DE LA DEFLEXIÓN

$$\delta_{CALC} \leq \delta_{ADM}$$

$$\delta_{CALC} = 0,65 \text{ cm} \leq \delta_{ADM} = 1,44 \text{ cm} \quad \text{CHEQUEA}$$

Conviene un segundo análisis para buscar las propiedades compuestas del panel, para compararlas con las tablas de diseño, para ello se tiene:

DE LA FÓRMULA

$$\delta_{ADM} = \text{COEF} \times W_{pp} \times L^4 / (E_s \times I_s)$$

Se despeja en función de la inercia requerida

$$I_s = \text{COEF} \times (W_{pp}/100) \times (L \times 100)^4 / (\delta_{ADM} \times E_s)$$

$$I_s = 54,31 \text{ cm}^4$$

4.4.2.6. Esfuerzos en la metal-deck (losa acero)

Se debe chequear la resistencia de la sección transversal, utilizando el método de esfuerzos de trabajo o esfuerzos admisibles, la tensión y compresión debido a la flexión de la lámina estructural no debe exceder los límites:

$$\sigma_{CALC} < \sigma_{ADM}$$

Calculando por separado se tiene:

LUZ LIBRE =	2,59	m	
WPP =	871,22	kg / m	PESO DEL CONCRETO + PESO DEL TABLERO
W1 =	80,00	kg / m	PESO ADICIONAL
(+) Sm =	37,10	cm ³	DE TABLAS
(-) Sm =	38,18	cm ³	DE TABLAS
fy =	2 810,00	kg / cm ²	40 KSI

$$\sigma_{ADM} = 0.60 \times f_y < 2\,530,00 \text{ kg / cm}^2, 36 \text{ KSI}$$

$$1\,686,00 \text{ kg / cm}^2 < 2\,530,00 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{CHEQUEA}$$

Chequeos para momentos positivo y negativo, se tiene:

MOMENTO POSITIVO

$$\sigma_{CALC} = (\text{COEF} \times (W_{PP} + W_1) \times L^2 \times 100) / +S_m = 1\,375,92 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{CALC} < \sigma_{ADM}$$

$$1\,375,92 \text{ kg / cm}^2 < 1\,686,00 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{CHEQUEA}$$

MOMENTO NEGATIVO

$$\sigma_{CALC} = (\text{COEF} \times (W_{PP} + W_1) \times L^2 \times 100) / -S_m = 1\,671,25 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{CALC} < \sigma_{ADM}$$

$$1\,671,25 \text{ kg / cm}^2 < 1\,686,00 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{CHEQUEA}$$

De las fórmulas para momentos positivos y negativos de los esfuerzos calculados, se despeja en función de +Sm y -Sm, para obtener los valores y compararlos con las tablas de diseño.

DE LA FÓRMULA, MOMENTO POSITIVO

$$\sigma_{ADM} = (\text{COEF} \times (W_{PP} + W_1) \times L^2 \times 100) / +S_m \quad \text{SE DESPEJA EN FUNCIÓN DE + S}_{m\text{in}}$$

$$(+)\ S_{m\text{in}} = (\text{COEF} \times (W_{PP} + W_1) \times L^2 \times 100) / \sigma_{ADM} = 30,28 \text{ cm}^3$$

DE LA FÓRMULA, MOMENTO NEGATIVO

$$\sigma_{ADM} = (\text{COEF} \times (W_{PP} + W_1) \times L^2 \times 100) / -S_m \quad \text{SE DESPEJA EN FUNCIÓN DE + S}_{m\text{in}}$$

$$(-)\ S_{m\text{in}} = (\text{COEF} \times (W_{PP} + W_1) \times L^2 \times 100) / \sigma_{ADM} = 37,85 \text{ cm}^3$$

El siguiente paso es escoger un perfil determinado mediante el uso de las tablas de diseño, por medio de la siguiente tabla de resumen:

Tabla VIII. Propiedades calculadas de la sección compuesta I

METAL-DECK PROPUESTO	M-25	"
CALIBRE=	18	1,20 mm
t LOSA=	12	cm
As=	17,06	cm ²

DESCRIPCIÓN	PARÁMETRO	DE FÓRMULA		DE TABLAS		
DEFLEXIÓN ADMISIBLE	Is	54,31	cm ⁴	119,48	cm ⁴	CUMPLE
ESFUERZO ADMISIBLE						
CARGA DISTRIBUIDA	(+)Smín	30,28	cm ³	37,10	cm ³	CUMPLE
ESFUERZO ADMISIBLE						
	(-)Smín	37,85	cm ³	38,18	cm ³	CUMPLE

En la comparación de la tabla, todos los elementos calculados cumplen con el chequeo. Se necesita comprobar otras capacidades de la lámina para tener un mejor criterio en la selección del calibre de la misma. Como primer paso se debe encontrar Ic de la sección compuesta, para ello se tiene:

DATOS DE DISEÑO

$$W_{cs} = \boxed{871,22} \text{ kg / m}$$

$$\text{LUZ LIBRE} = \boxed{2,59} \text{ m}$$

$$E_s = \boxed{2\ 077\ 500,00} \text{ kg / cm}^2$$

CARGA SOBRE IMPUESTA

MÓDULO ELÁSTICO DEL ACERO, 203 000 N/mm²

$$\delta_{adm} = (L/360) * 100$$

cm.

$$\delta_{adm} = \boxed{0,72} \text{ cm}$$

CON VALOR MÁXIMO DE 2,00 cm

$$\delta_{CALC} = (\text{COEF} \times W_{cs} \times L^4) / (E_s \times I_c)$$

Se despeja en función de Wcs

$$W_{cs} = \delta_{CALC} \times E_s \times I_c / (\text{COEF} \times L^4) \quad \boxed{5\ 756,48} \text{ kg / m}^2$$

$$\delta_{CALC} = (\text{COEF} \times W_{cs} \times L^4) / (E_s \times I_c)$$

Se despeja en función de Ic

$$I_c = (\text{COEF} \times W_{cs} \times L^4) / (E_s \times \delta_{CALC}) \quad \boxed{340,98} \text{ cm}^4$$

Luego se debe calcular los esfuerzos a tensión del acero como unidad compuesta y compararse con los esfuerzos a compresión del concreto, gobernando el dato más alto de los calculados, para ello se tiene:

ESFUERZO ADMISIBLE, TENSION EN EL ACERO

DATOS DISEÑO

$f_y =$	2 810,00	kg / cm ²	40 KSI
LUZ LIBRE =	2,59	m	
$W_{pp} =$	522,90	kg / m	PESO DEL CONCRETO + PESO DEL TABLERO
$W_{cs} =$	871,22	kg / m	CARGA SOBRE IMPUESTA
$S_{ic} =$	206,00	cm ³	
$S_{i (+)} =$	37,10	cm ³	

$$\sigma_{ADM} = 1,33 * (0,60 * f_y)$$

$$2\ 242,38 \text{ kg / cm}^2$$

$$((M_{pp}/S_i) + ((M_{cs})/S_{ic})) < \sigma_{ADM} = 1,33 * (0,60 * f_y)$$

$$W_{cs} = 3\ 650,73 \text{ kg / m}$$

DE LA FÓRMULA

$$((M_{pp}/S_i) + ((M_{cs})/S_{cc})) < \sigma_{ADM} = 1,33 * (0,60 * f_y)$$

Se despeja en función de S_{cc}

$$S_{cc} = (\text{coef} * W_{cs} * L^2) / ((1,33 * 0,6 * f_y) - ((\text{coef} * W_{pp} * L^2) / 100))$$

$$S_{cc} = 46,22 \text{ cm}^3$$

COMO UNIDAD

$$\sigma_{ADM} = (0,60 * f_y)$$

$$1\ 686,00 \text{ kg / cm}^2$$

$$(M_{pp}) + (M_{cs}) / S_{ic} < \sigma_{ADM} = (0,60 * f_y)$$

$$W_{cs} = 3\ 619,15 \text{ kg / m}$$

DE LA FÓRMULA

$$(M_{pp})+(M_{cs})/S_{ic} < \sigma_{ADM} = (0,60 \times f_y)$$

SE DESPEJA EN FUNCIÓN DE S_{ic}

$$S_{ic} = (\text{coef} \times (W_{cs}+W_{pp})/ 0,6f_y)$$

$$S_{ic} = 69,33 \text{ cm}^3$$

ESFUERZO ADMISIBLE, COMPRESIÓN EN EL CONCRETO

DATOS DISEÑO

$f'c =$	281,00	kg / cm ²	
LUZ LIBRE =	2,59	m	
$S_{cc} =$	192,00	cm ³	
$W_{cs} =$	871,22	kg/ m	CARGA SOBRE IMPUESTA
$E_c =$	22 852 500,00	kg / cm ²	
$E_s =$	2 077 500,00	kg / cm ²	MÓDULO ELÁSTICO DEL ACERO, 203 000 N/mm ²
$N =$	11,00		

$$\sigma_{ADM} = (0,45 \times f'c)$$

$$126,45 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{ADM} = M_{cs}/N \times S_{cc}$$

$$W_{cs} = 3 184,95 \text{ kg / m}$$

DE LA FÓRMULA

$$\sigma_{ADM} = M_{cs}/N \times S_{cc}$$

Se despeja en función de S_{cc} .

$$S_{cc} = \text{coef} \times W_{cs} \times L^2/N \times \sigma_{ADM}$$

$$S_{cc} = 52,52 \text{ cm}^3$$

De los datos obtenidos de S_{cc} , gobierna el dato $52,52 \text{ cm}^3$. Como siguiente paso se calcula la resistencia al corte:

$$\begin{aligned} VR &= 3\,469,00 \text{ kg} \\ \text{LUZ LIBRE} &= 2,59 \text{ m} \\ W_{cs} &= 871,22 \text{ kg / m} \end{aligned} \quad \text{CARGA SOBRE IMPUESTA}$$

$$VR = W_{cs} * L / 2 \quad 1\,128,22 \text{ kg}$$

Tabla IX. Propiedades calculadas de la sección compuesta II

METALDECK PROPUESTO		M-25				
CALIBRE=	18,00	1,20	mm			
t LOSA=	12,00	cm				
As =	17,06	cm ²				
DESCRIPCIÓN	PARÁMETRO	DE FÓRMULA		DE TABLAS		
DEFLEXIÓN ADMISIBLE	Ic	340,98	cm ⁴	2 253,00	cm ⁴	CUMPLE
ESFUERZO ADMISIBLE						
TENSIÓN EN EL ACERO	Sic	69,33	cm ³	206,00	cm ³	CUMPLE
ESFUERZO ADMISIBLE	Scc	52,52	cm ³	304,00	cm ³	CUMPLE
COMPRESIÓN CONCRETO						
ESFUERZO ADMISIBLE	Vr	1 128,22	kg	3 469,00	kg	CUMPLE
ADHERENCIA A CORTANTE						

Como se puede observar en la comparación de las propiedades, cumple satisfactoriamente todos los datos, en consecuencia el perfil escogido, es el apropiado.

4.4.2.7. Chequeos en losa metal-deck (losa acero)

Luego de obtener el perfil de lámina estructural y chequeada con las propiedades de las tablas de diseño, deben efectuarse chequeos para la comprobación de la capacidad de la sección compuesta, estos chequeos son:

4.4.2.7.1. Chequeo por envolventes de momento

Se debe calcular envolventes para momentos positivos y momentos negativos:

DATOS DE DISEÑO

LUZ LIBRE =	2,59	m
P =	14 514,95	kg
q =	871,22	kg / m ²
qcc =	100,00	kg / m

PESO DEL EJE MAYOR CARGA HS-20
PESO DEL CONCRETO + PESO DEL TABLERO
PESO EXTRA

MOMENTO POSITIVO

$$(+)\ Mux = 1,4x(0,20xPxL) + 1,6x(0,094xqxL^2)$$

$$(+)\ Mux = 11\ 405,21\ \text{kg} \cdot \text{m}$$

MOMENTO NEGATIVO

$$(-)\ Mux = 0,117x(1,4xqcc + 1,6xq)xL^2$$

$$(-)\ Mnx = 1\ 203,91\ \text{kg} \cdot \text{m}$$

CORTANTE MAYORADO

$$(-)\ Mux = 0,6x(1,4xqcc + 1,6xq)xL$$

$$Vuy = 2\ 383,75\ \text{kg}$$

MOMENTOS FLECTORES

DATOS DE TABLAS DE DISEÑO

S (+) =	37,10	cm ³
S (-) =	38,18	cm ³
fy =	2 810,00	kg / cm ²
ØVny =	3 469,00	kg

MÓDULOS MÍNIMOS
DE SECCIÓN EFECTIVA
40 KSI
DE TABLAS

$$(+)\ \emptyset Mnx = 0,9 \times S(+)\ \times\ fy$$

$$(+)\ \emptyset Mnx = 93\ 825,90\ \text{kg} \cdot \text{m}$$

$$(-)\ \emptyset Mnx = 0,9 \times S(-)\ \times\ fy$$

$$(-)\ \emptyset Mnx = 96\ 557,22\ \text{kg} \cdot \text{m}$$

4.4.2.7.3. Chequeo por cortante vertical

Se deberán incluir los mismos datos de diseño para todos los chequeos:

CHEQUEO CORTANTE VERTICAL A MITAD DE LA LUZ

$$X = (L/2) - (b/2) = 1,25 \text{ m}$$

$$V = (L - (X - (b/2))) * P/L = 1\,940,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_e = b + 11 * h * (t_c/d)^3$$

$$b_e = b + (4/3) X$$

$$b_e = 182,04 \text{ cm}$$

$$b_e = 175,67 \text{ cm}$$

COLOCAR DATO MENOR

175,67 cm

$$V \times 100 / (b_e \times A_c) \leq 0,291 \times \sqrt{f'_c}$$

1,23

kg/cm²

≤

4,88

kg/cm²

CHEQUEA

4.4.2.7.4. Chequeo deflexiones por carga viva

CHEQUEO DE DEFLEXIONES POR CARGA VIVA

$$P = P/44 = 82,47 \text{ kg/cm}$$

$$\delta_{TEÓRICA} = P \times L^3 / (48 \times E \times I_{av}) = 0,01 \text{ cm}$$

$$\delta_{ADM} = L/360 = 0,72 \text{ cm}$$

$$\delta_{ADM} \geq \delta_{TEÓRICA}$$

0,72

cm

≥

0,0065

cm

CHEQUEA

4.4.2.7.5. Chequeo capacidad a flexión

CHEQUEO DE CAPACIDAD A FLEXIÓN PARA LÁMINAS SIN CONECTORES

$$\sigma_1 = C_n \times W_{pp} \times L^2 / S_{mín}$$

$$C_n \begin{cases} 0,125 \text{ UNA LUZ} \\ 0,07 \text{ DOS LUCES} \\ 0,08 \text{ TRES LUCES O MÁS} \end{cases} \left. \begin{array}{l} \text{SIN} \\ \text{APUNTALAMIENTO} \end{array} \right\}$$

$$0,02 \quad \text{CON APUNTALAMIENTO}$$

$$\sigma_1 = ((0,08 \times W_{pp} \times L^2) / S_{sc}) \times 100$$

$$\sigma_1 = \boxed{64,08} \text{ kg / cm}^2$$

MOMENTO APLICADO

$$M_a = P \times L / 4 \quad \boxed{2\,349,61} \text{ kg - m}$$

$$\sigma_a = M_a / S_{ic} \quad \boxed{1\,140,59} \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{ESFUERZO TOTAL} \quad \sigma_a + \sigma_1 \quad \boxed{1\,204,67} \text{ kg / cm}^2$$

CHEQUEO FINAL

$$\sigma_{adm} > \sigma_{act}$$

$$0,6 \times f_y$$

$$\boxed{1\,686,00}$$

kg / cm²

$$\geq$$

$$\boxed{1\,204,67}$$

kg / cm²

CHEQUEA

4.4.2.8. Conectores Nelson Stud, pernos de corte

Los conectores de cortante deben diseñarse a una distancia que resista el corte último, esta distancia no debe ser mayor a 80 centímetros.

DISTANCIA PARA PERNOS DE CORTE

$V_{uy} =$	2 383,75 kg	2 383,75 kg / m	
	$S_u =$	7 747,19 kg / m	FUERZA CORTANTE ÚLTIMA POR UNIDAD DE LONGITUD
	$DÍAM, CONECTOR =$	0,75 pulgada	1,91 cm
	$A_{con} =$	11,40 cm ²	
	$f'_c =$	281,00 kg / cm ²	3 KSI
	$E_c =$	2 531,00 kg / cm ²	36 KSI MÓDULO ELÁSTICO
	$Q_f = 0,5 \times A_{con} \times \sqrt{f'_c \times E_c}$		
	$Q_f =$	4 807,39 kg	RESISTENCIA AL CORTE DE LOS CONECTORES

ESPACIAMIENTO DE LOS CONECTORES

$$e = Q_f / (S_u / 100)$$

$$e = \mathbf{62,05} \text{ cm} \leq \mathbf{80,00} \text{ cm} \quad \mathbf{62,05} \text{ cm}$$

USAR ESTE DATO

4.4.3. Diseño de losa por coeficientes de carga

A pesar que la losa se diseñó para el sistema metal-deck, se presenta el diseño de losa por coeficientes de carga para tener una opción de diseño, y que a la hora de elegir el método para la construcción de la losa sea el más económico para un proyecto de puente carretero.

La mayoría de los cálculos en acero deben hacerse en el sistema inglés de medición, que utiliza la pulgada y el pie, debido a que las tablas de diseño de

los elementos en acero están dadas en pulgadas. Para el diseño se tiene los siguientes datos:

DATOS DE DISEÑO

DISEÑO DE LOSA POR COEFICIENTES DE CARGA

LUZ DEL PUENTE =	49,21	pie	15,00	m
DIST VIG SEC =	16,42	pie	5,00	m
ANCHO DEL PUENTE =	29,53	pie	9,00	m
DIST VIG PRIN =	9,50	pie	2,90	m

GRADO DEL ACERO =	36,00	KSI, k lb/pulgada ²
f'c =	4 000,00	psi, lb/pulgada ²
MODULO ELÁSTICO Ec =	3 600 000,00	psi, lb/pulgada ²
MODULO ELÁSTICO Es =	29 000 000,00	psi, lb/pulgada ²
PESO CONCRETO =	150,00	lb / pie ³
Fy =	60,00	KSI, k lb/pulgada ²

La losa se diseña apoyada transversalmente sobre las vigas principales, se utiliza una losa de concreto de espesor de 8 pulgadas y se debe calcular la luz efectiva en pies.

LUZ EFECTIVA

$$S1 = \frac{9,50}{2} = 4,75 \text{ pie}$$

$$\text{ANCHO ALETA} = \frac{1,33}{2} = 0,665 \text{ pie}$$

$$16,00 \text{ pulgada}$$

$$s = \frac{S - bf + bf/2}{2}$$

$$S = 8,83 \text{ pie}$$

LUZ EFECTIVA

$$t \text{ DE LOSA} = 8 \text{ pulgada}$$

$$0,20 \text{ m}$$

CARGA MUERTA

LOSA =	0,150	9,00	12,00		0,1125	lb / pie
FORMALETAS PERM =	0,150	0,38	12,00		0,0047	lb / pie
CARPETA ROD =	0,131	2,00	12,00		0,0218	lb / pie
EXTRA =					0,0500	lb / pie

$$\text{TOTAL Cm} = 0,189 \text{ lb / pie}$$

MOMENTO POR CM

$$\text{MOMENTO CM} = W L^2/10$$

$$\text{MOMENTO Md} = 1,475 \text{ lb - pie}$$

MOMENTO POR CARGA VIVA

$$P = 32 \text{ k lb}$$

UNA RUEDA TRASERA HS-20

$$\text{MCV} = ((S+2)/32) \times P = 10,83 \text{ k lb - pie}$$

$$\text{FACTOR DE IMPACTO} = 0,30$$

$$\text{IMPACTO MCV} = 3,25 \text{ k lb - pie}$$

$$\text{MOMENTO TOTAL} = 14,08 \text{ k lb - pie}$$

El momento total mayorado por el grupo I de cargas de la AASHTO en un puente recto está dado por:

$$M_t = 1,3x(M_{cm} + 1,67x(M_{cv} + M_{cvxl}))$$

GRUPO I : $M_t =$ k lb - pie

Para una franja de losa de $b = 12$ pulgadas de ancho, la altura efectiva del acero de refuerzo se determina con base en la suposición de que van a usar barras No. 5 con 2 pulgadas de recubrimiento, se tiene:

CÁLCULO DEL PERALTE EFECTIVO

RECUBRIM = pulgada
 VAR No. =

FRANJA DE LOSA = pulgada
 banda de 1 metro de ancho

$$d \text{ efectivo} = t \text{ losa} - \text{rec} - (\text{diám. var}/2)$$

$d =$ pulgada **PERALTE EFECTIVO**

Para la determinación de la capacidad de momento de la losa, la altura del bloque rectangular equivalente de compresión está dada por:

$$a = (f_y / (0,85 f'_c x b)) x A_s$$

SE MANTINE LA ECUACIÓN EN FUNCIÓN DE A_s

$a =$ $x A_s$

La resistencia de diseño a momento ϕM_n está dada por:

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

En donde el coeficiente de reducción $\phi = 0,90$, para flexión, si la capacidad nominal de momento se iguala al momento total mayorado, el área de acero de refuerzo A_s , se puede obtener resolviendo la ecuación cuadrática:

RESISTENCIA DISEÑO A MOMENTO ϕM_n

$$\phi = 0,90$$

DE LA ECUACIÓN $\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$
SUSTITUYENDO a, SE

TIENE LA ECUACIÓN

CUADRÁTICA A RESOLVER $\phi a f_y / 2 A_s^2 - \phi f_y d A_s - (12 \phi M_n) = 0$
QUEDANDO LOS FACTORES

$$1 \quad 2 \quad 3$$

$$39,706 A_s^2 + -307,125 A_s + 350,917 = 0$$

0,67

$$A_{s1} = 1,199 \text{ pulgada}^2 / \text{pie}$$

$$A_{s2} = 0,80 \text{ pulgada}^2 / \text{pie}$$

De la cual $A_s = 1,20 \text{ pulgada}^2$ por pie, lo que equivale a varilla No. 5 @ 10 pulgadas que suministra $1,22 \text{ pulgada}^2$, de acuerdo con las siguientes tablas:

Tabla X. Cálculo de acero de refuerzo en pulgadas cuadradas

No. VAR	A (pulgadas ²)	7"			8"			10"		
		1	39,37	S1	2	39,37	S2	3	39,37	S3
2	0,050	7	5,62	0,279	8	4,92	0,244	10	3,94	0,195
3	0,110	7	5,62	0,619	8	4,92	0,542	10	3,94	0,433
4	0,200	7	5,62	1,125	8	4,92	0,984	10	3,94	0,787
5	0,310	7	5,62	1,744	8	4,92	1,526	10	3,94	1,220
6	0,440	7	5,62	2,476	8	4,92	2,166	10	3,94	1,733
7	0,600	7	5,62	3,374	8	4,92	2,952	10	3,94	2,362
8	0,791	7	5,62	4,446	8	4,92	3,890	10	3,94	3,112
9	1,000	7	5,62	5,623	8	4,92	4,920	10	3,94	3,936
10	1,269	7	5,62	7,140	8	4,92	6,247	10	3,94	4,998
11	1,559	7	5,62	8,770	8	4,92	7,674	10	3,94	6,139
12	1,767	7	5,62	9,938	8	4,92	8,696	10	3,94	6,957

REFUERZO A UTILIZAR

No. 5 @ 10 " 0,254 m paralelo al tráfico.
No. 4 @ 10 " 0,254 m perpendicular al tráfico.

El área provista se debe comprobar para asegurar que su relación con ρ al área de concreto no exceda el 75% de la relación balanceada de refuerzo ρ_b , para ello se tiene:

4.4.4. Diseño de diafragmas

Los diafragmas para vigas laminadas, tanto para luces largas como para luces cortas, deben ser del mínimo permitido y deben ser capaces de soportar la viga de borde de concreto que protege el extremo de la losa. Su diseño será capaz de soportar la carga viva multiplicada por un factor de distribución utilizado en las vigas principales, tal como a continuación se muestra:

S =	8,83	pie	
fd =	0,90		SE REPRESENTA POR EL PESO
P =	32,00		DEL EJE MÁS PESADO
P1 =	28,80	k lb	POR UN FACTOR DE DISTRIBUCIÓN

Se calcula el momento máximo por carga puntual:

$$Mu = P1xL/4$$

$$Mu = \mathbf{63,60} \text{ k lb - pie}$$

Para poder calcular el módulo de sección se tiene:

$$Fb = \mathbf{20,00} \text{ k lb/pulgada}^2$$

$$Sx = Mux12/Fb$$

$$Sx = \mathbf{34,34} \text{ pulgada}^3 \text{ REQUERIDO}$$

Luego en las tablas de diseño se busca un perfil que reúna el módulo Sx, por lo general los deseadores optan por escoger perfiles tipo C.

PERFIL PROPUESTO

W	12 x 30	Sx = 38,60 pulgada ³	CHEQUEA
		SUMINISTRADO	

C	15 x 33,99	Sx = 42,00 pulgada ³	CHEQUEA
		SUMINISTRADO	

DEPENDERÁ DEL DISEÑADOR CUAL PERFIL UTILIZAR

4.4.5. Diseño de vigas por coeficientes de carga

La AASHTO permite el diseño por el método de coeficientes de carga, como un método alternativo del de esfuerzos admisibles, para vigas principales y secundarias simples y continuas de longitud moderada y es usado ampliamente para puentes de carretera. Los coeficientes de carga DCC es un método para dar dimensión a los miembros estructurales para múltiplos de las cargas de diseño. En el procedimiento usual de diseño, la losa del tablero de hormigón se diseña apoyada sobre las vigas principales, se supone una sección para la viga principal y se debe clasificar como compacta o no compacta, si se rigidiza transversal o longitudinalmente. Las propiedades de la viga sola de acero y de la sección compuesta de la viga de acero y la losa de concreto se determinan por la determinación de los ejes neutros y sus distancias a las aletas, para llegar a los chequeos básicos, como a continuación se muestra:

DATOS DE DISEÑO

DISEÑO POR COEFICIENTES DE CARGA DE UN PUENTE DE VIGAS ESBELTAS CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

LUZ DEL PUENTE =	49,21 pie	15,00 m	
DIST VIG SEC =	16,40 pie	5,00 m	3 15,00 m
ANCHO DEL PUENTE =	29,53 pie	9,00 m	
DIST VIG PRIN =	9,50 pie	2,90 m	3 8,69 m
GRADO DEL ACERO =	36,00 KSI, k lb/pulgada ²		MÓDULO ELÁSTICO E _c = 3 457 300,00 psi, lb/pulgada ²
f _c =	4 000,00 psi, lb/pulgada ²		MÓDULO ELÁSTICO E _s = 29 000 000,00 psi, lb/pulgada ²
f _c =	1 600,00 lb/pulgada ²		PESO CONCRETO= 150,00 lb/pie ³

DISEÑO DE VIGAS

S1 =	9,5 pie	
ANCHO ALETA =	1 pie	12,00 pulgada
S =	9 pie	ESPACIAMIENTO REAL ENTRE VIGAS
ESPEJOR DE LOSA =	8 pulgada	0,20 m

4.4.5.1. Integración de cargas muertas

Se supone que las vigas no van a estar apuntaladas durante el vaciado de concreto, por lo tanto la carga muerta sobre cada viga de acero incluye el peso de franja de losa, además de los pesos de la viga de acero y de los detalles del entramado, la carga muerta será:

CARGA MUERTA SOPORTADA POR LA VIGA DE ACERO

	PESO CONC	t	L	A PIE	
LOSA =	0,15	9,50	8,00	12,00	0,95 k lb/pie
SILLETA =	0,15	1,33	2,00	12,00	0,03 k lb/pie
FORMALETAS P =	0,01	7,00			0,09 k lb/pie
VIGA LAMINADA =	0,33	1,00			0,33 k lb/pie
					k lb/pie
EXTRA =					0,05 k lb/pie
TOTAL Cm=					1,451 k lb/pie

Calculando la carga muerta soportada por la sección compuesta:

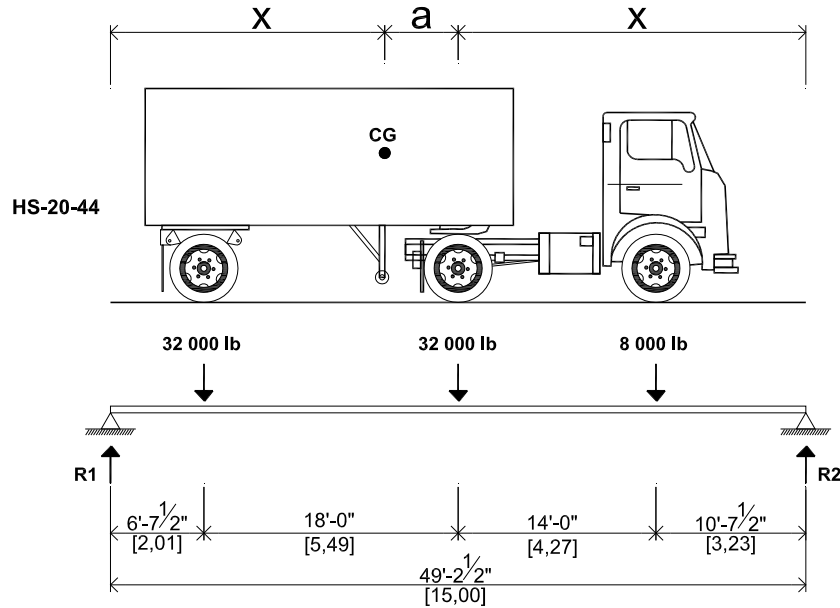
CARGA MUERTA SOPORTADA POR LA SECCIÓN COMPUESTA

PARAPETOS =	1,06	4,00			0,265 k lb/pie
CARPETA RODADURA =	0,15	9,00	2,00	12,00	0,225 k lb/pie
					k lb/pie
EXTRA =					0,040 k lb/pie
TOTAL Cm=					0,530 k lb/pie

4.4.5.2. Integración de cargas vivas

La carga viva impuesta es HS-20 y gobierna los datos de los ejes en kilo libra, donde se debe calcular el centroide de los tres ejes, el cual se encuentra entre las cargas más pesadas, esa distancia debe calcularse para incluirla posteriormente en el cálculo de momento, la forma de calcularla será:

Figura 33 Cargas HS-20, al centro de gravedad



CARGAS DE CAMIÓN

CARGAS		DIST	
CARGA EJE 1=	32 k lb	DIST EJE 1-2=	18 pie
CARGA EJE 2=	32 k lb	DIST EJE 2-3=	14 pie
CARGA EJE 3=	8 k lb		

$$a = ((P1 \times X1) - (P3 \times X2)) / (P1 + P2 + P3)$$

a =	6,44 pie	CARGA DIST=	0,80
		P CONC=	22,50

4.4.5.3. Momentos flectores

Al tener los datos del diseño, para carga muerta y carga viva, se procede a calcular los momentos y cortes flectores cuando ocurren al centro de la viga, que en consecuencia es el punto más crítico en análisis. Posteriormente, se hará un cuadro resumen incluyendo los valores de los momentos normales, para aplicarlos por los factores descritos por la AASHTO, para momentos y cortantes mayorados.

MOMENTO Y CORTES POR CARGA MUERTA SOPORTADA POR LA VIGA

$$\text{TOTAL } C_m = 1,451 \text{ k lb/pie}$$
$$\text{LUZ DEL PUENTE} = 49,213 \text{ pie}$$

$$M_{cm} \text{ Máx} = W_{cm} \times L^2 / 8 \quad \text{DONDE L, ES LA LUZ DEL PUENTE}$$

$$M_{cm} \text{ Máx} = 439,34 \text{ k lb - pie}$$

$$\text{CORTANTE Máx VCM} = W_{cm} \times L / 2 \quad \text{DONDE L, ES LA LUZ DEL PUENTE}$$

$$\text{CORTANTE Máx VCM} = 35,71 \text{ k lb}$$

MOMENTO Y CORTE POR CARGA MUERTA POR SECCIÓN COMPUESTA

$$M_{cm1} \text{ Máx} = W_{cm1} \times L^2 / 8 \quad \text{DONDE L, ES LA LUZ DEL PUENTE}$$

$$\text{MOMENTO Máx MMC} = 160,45 \text{ k lb - pie} \quad \text{AL CENTRO DE LA LUZ}$$

$$\text{CORTANTE Máx VCM} = W_{cm} \times L / 2 \quad \text{DONDE L, ES LA LUZ DEL PUENTE}$$

$$\text{CORTANTE Máx VCM} = 13,04 \text{ k lb}$$

MOMENTO MÁXIMO POR CARGA VIVA

$$MCV = (((P1 + P2 + P3) \times ((L / 2) + (a / 2))^2 / L) - (P1 \times d1))$$

$$\text{MOMENTO Máx MCV} = 557,02 \text{ k lb - pie}$$

La distribución de la carga viva a una viga puede obtenerse de la relación para un puente con dos carriles de tráfico:

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN

$$F_d = S / 5,5$$

$$F_d = 1,6364 \text{ RUEDAS} \quad 0,8182 \text{ EJES}$$

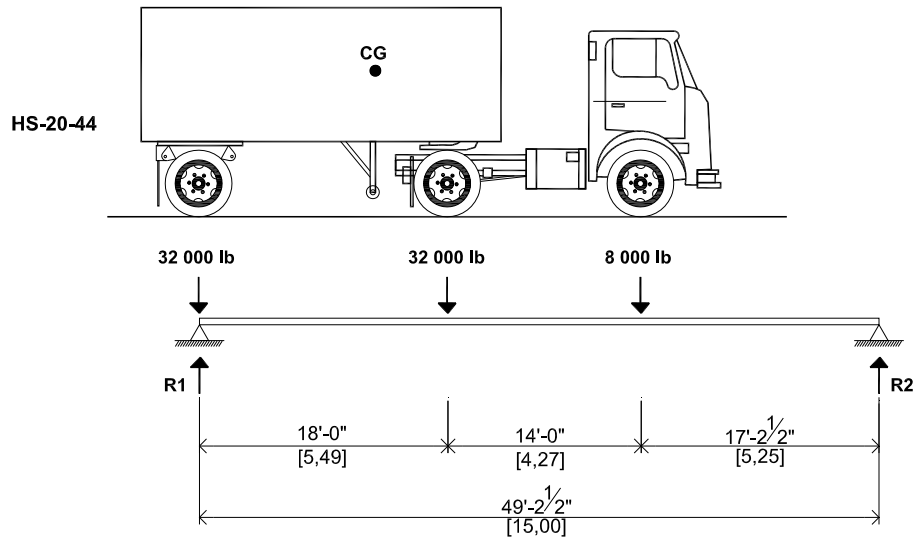
Por lo tanto, el momento máximo por carga viva será:

$$MCV = MCV \times FD \quad \text{FD, EN EJES}$$

$$\text{MOMENTO Máx MCV} = 455,74 \text{ k lb - pie}$$

Para el cortante máximo con la carga de camión, el eje trasero se debe colocar en el apoyo como se muestra:

Figura 34. Cargas HS-20, al apoyo inicial



CORTANTE MÁXIMO

$$VCV = ((P1 + P2 + P3) \times (L - d1 + a)) / L$$

$$V_{cv} = V_{cv} \times FD \quad FD, \text{ EN EJES}$$

CORTANTE Máx VCV = **55,09** k lb

CORTANTE Máx VCV = **45,08** k lb

Se debe calcular el impacto, tanto para el momento como para el corte, el cual está dado por:

$$I = 50 / (L + 25)$$

$I =$ **0,287** $<$ **0,3** $;$ **0,287** **DATO A USAR**

Por consiguiente el momento y cortantes máximos afectados por el valor de impacto son:

MOMENTO Máx MCV = **130,80** k lb - pie

CORTE Máx VCV = **12,94** k lb - pie

Los momentos y cortantes mayorados se obtienen de la combinación de carga muerta y carga viva e impacto, para el grupo I, de combinaciones de carga de la AASHTO, los momentos y el corte están dados por las relaciones siguientes:

$$M_{ft} = 1,3 \times (1,01 \times (M_{cm1} + M_{cm2}) + 1,67 \times (M_{cv} + M_{cv} \times Imp))$$

$$V_{ft} = 1,41 \times (1,01 \times (V_{cm1} + V_{cm2}) + 1,67 \times (V_{cv} + V_{cv} \times Imp))$$

MOMENTOS Y CORTE MAYORADOS EN EL CENTRO DE LA LUZ

$M_{ft} =$	2 060,91 k lb - pie	F. MOMENTO =	1,30	FACTOR CV =	1,67
$V_{ft} =$	204,57 k lb - pie	F. CORTANTE =	1,40		

RESUMEN

MOMENTOS FLECTORES EN EL CENTRO DE LA LUZ

MOMENTO CM VIGA MFDL	MOMENTO CM SECC COMP MFSDL	MOMENTO MCV + MCVI MFL + MFI	MOMENTO MAYORADO MF
571,15	208,58	1 273,38	2 060,91

MOMENTOS FLECTORES EN EL CENTRO DE LA LUZ

CORTE VCM VIGA VDL	CORTE VCM SECC COMP VSDL	CORTE VCV + VCVI VLL + Vi	CORTATE MAYORADO Vf
49,99	18,26	135,64	204,57

4.4.5.4. Propiedades de la sección

Al finalizar el cálculo de momentos por carga muerta y carga viva, se procede a la selección del perfil metálico, existen varios criterios que se deben cubrir, para evitar chequeos adicionales, dentro de ellos se tienen:

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

ANCHO EFECTIVO

$t_{LOSA} =$	8,00 pulgada	INCLUYE CARPETA DE RODADURA DE 0,5 pulgada
ANCHO EFECT 1 = $L / 4$		ANCHO EFECTIVO 3 = $12 \times t_{losa}$
ANCHO EFECT 1 =	12,30 pie	ANCHO EFECTIVO 3 = 96,00 pulgada
	147,64 pulgada	PRIMER DATO
ANCHO EFECTIVO 2 = $S \times 12$		SEGUNDO DATO
ANCHO EFECTIVO 2 =	108,00 pulgada	
	96,00 pulgada	DE LOS TRES DATOS, GOBIERNA EL DATO MENOR

El área de la aleta inferior se puede calcular, para los momentos flectores:

ÁREA DE ALETA INFERIOR

$$F_y = 36,00 \text{ k lb/pulgada}^2$$

$$d = L/12 \text{ PERALTE DE LA VIGA, PROPUESTO}$$

$$d = 50 \text{ pulgadas}$$

$$A_{sb} = (12 \times (M_{cm1} + M_{cm2} + M_{cv} + M_{cv} \times l)) / (F_y \times d)$$

$$A_{sb} = 13,69 \text{ pulgada}^2 \quad \text{ÁREA DE LA ALETA INFERIOR}$$

Ya que el alma por debajo del eje neutro también llevará algo de fuerza, debe ensayarse la aleta, proponiendo la sección siguiente:

ENSAYO DE ALETA INFERIOR

$$bf1 = 16 \text{ pulgada}$$

$$tf1 = 3/4 \text{ pulgada}$$

$$A_{sb} = 12,00 \text{ pulgada}^2$$

Para la placa de la aleta superior, debe calcularse con $A_{sb} / 2$:

ENSAYO DE ALETA SUPERIOR

PERFIL PROPUESTO

$$A_{sb2} = A_{sb} / 2$$

$$A_{sb2} = 6,84 \text{ pulgada}^2$$

REQUERIDO

$$bf2 = 12 \text{ pulgada}$$

$$tf2 = 3/4 \text{ pulgada}$$

DE LA SECCIÓN

$$A_{sb2} = 9,00 \text{ pulgada}^2$$

ALETA SUPERIOR

PERFIL SELECCIONADO

VALOR APROXIMADO DE W

VIGA W 50 X

$$d = 50 \text{ pulgada}$$

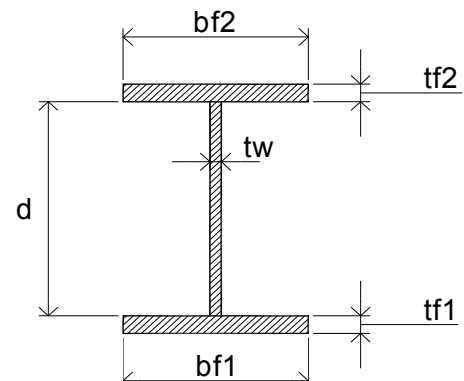
$$tw = 1/2 \text{ pulgada}$$

$$bf2 = 12 \text{ pulgada}$$

$$tf2 = 3/4 \text{ pulgada}$$

$$bf1 = 16 \text{ pulgada}$$

$$tf1 = 3/4 \text{ pulgada}$$



4.4.5.5. Comprobación del pandeo

La AICS clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas o esbeltas, dependiendo de los valores de las razones ancho espesor.

COMPROBACIÓN PARA EL PANDEO LOCAL PARÁMETROS DE ANCHO ESPESOR

$\lambda =$ Razón ancho - espesor

$\lambda_p =$ Límite superior para la categoría de compactas

$\lambda_r =$ Límite superior para la categoría de no compactas

	λ	λ_p	λ_r
ELEMENTO	$bf/2tf$	$65 / \sqrt{F_y}$	$141/\sqrt{(F_y-10)}$
PATÍN INF.	10,67	10,83	27,65
PATÍN SUP.	8,00	10,83	27,65
ELEMENTO	d / tw	$640 / \sqrt{F_y}$	$970/\sqrt{(F_y)}$
ALMA	100,00	106,67	161,67

Con los datos encontrados se hace las comprobaciones siguientes:

<i>SI</i>	λ	\leq	λ_p			
PATÍN INF.	10,67		10,83	COMPACTA		
PATÍN SUP.	8,00		10,83	COMPACTA		
ALMA	100,00		106,67	COMPACTA		
<i>SI</i>	λ_p	$<$	λ	\leq	λ_r	
PATÍN INF.	10,83		10,67		27,65	COMPACTA
PATÍN SUP.	10,83		8,00		27,65	COMPACTA
ALMA	106,67		100,00		161,67	COMPACTA
<i>SI</i>	λ	$>$	λ_r			
PATÍN INF.	10,67		27,65	COMPACTA		
PATÍN SUP.	8,00		27,65	COMPACTA		
ALMA	100,00		161,67	COMPACTA		

En conclusión todas las secciones son compactas. La sección de tanteo se supone arriostrada y compacta, la relación b'/t ancho espesor del elemento saliente de la aleta superior, no debe exceder:

$$\frac{b'}{2t} = \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

Donde b' es el ancho del elemento saliente, t el espesor de la aleta y F_y el esfuerzo especificado, sustituyendo los valores máximos, se puede encontrar el valor requerido de t , el cual será:

$$t = \frac{b' \sqrt{F_y}}{2 \times 65}$$

ALETA PROPUESTA

$$t = \boxed{0,5538} \text{ pulgada} \quad t_{f2} = \boxed{0,750} \text{ pulgada} \quad \text{SATISFACTORIA}$$

Para vigas no simétricas con rigidizadores transversales pero sin rigidizadores longitudinales, el espesor mínimo del alma está dado por:

$$\frac{D_c}{t_w} = \frac{577}{\sqrt{F_y}}, \text{ y } D_c > d$$

Donde D_c , en pulgadas es la distancia libre entre el eje neutro y la aleta a compresión, d , en pulgadas es la altura del alma.

$$\boxed{27,40} \text{ pulgada } D_c > \boxed{25,00} \text{ pulgada } d \quad \text{CORRECTO}$$

$$t = \frac{D_c \sqrt{F_y}}{577}$$

ALMA PROPUESTA

$$t = \boxed{0,2850} \text{ pulgada} \quad t_w = \boxed{0,5000} \text{ pulgada} \quad \text{SATISFACTORIA}$$

$$\boxed{5/16} \text{ pulgada} \quad \boxed{1/2} \text{ pulgada}$$

El alma excede al necesario, por lo tanto satisface el requisito sobre el mínimo espesor. Para impedir el pandeo de la aleta, la relación ancho espesor del elemento saliente de la aleta superior a compresión no debe exceder:

$$\frac{b'}{2t} = \frac{69,6}{\sqrt{1,3 f d l 1}}$$

Donde f_{d1} es el esfuerzo de compresión, en k lb/pulg², en la aleta superior debido a la carga muerta no compuesta: el valor de M_{cm} = es 571,15 k lb – pie, y S_{st} = 678,86 pulg³, está calculada en las propiedades de la sección como el módulo de sección en el borde superior del acero. Sustituyendo los valores se tiene:

$$f_{d1} = \frac{M_{cm} \times 12}{S_{st}}$$

$$f_{d1} = \boxed{10,10}$$

Despejando t de la ecuación anterior, se tiene:

$$t = \frac{b'x \sqrt{(1,3 f_{d1})}}{(2 \times 69,6)} \quad \text{ALETA PROPUESTA}$$

$$t = \boxed{0,3123} \text{ pulgada} \quad t_{f2} = \boxed{0,750} \text{ pulgada} \quad \text{SATISFACTORIA}$$

La aleta superior de $\frac{3}{4}$ " es satisfactoria. El siguiente paso es calcular las distancias de los ejes neutros, plástico y elástico. Para ello se tabulan los datos de la sección de viga, para encontrar la inercia de la sección y los módulos de la sección, para ello se tienen:

Tabla XI. Cálculo de inercias y módulos de sección

SECCIÓN VIGA DE ACERO PARA MOMENTO MÁXIMO MAYORADO						
MATERIAL	A	d	Ad	Ad ²	lo	I
ALETA SUPERIOR 12x3/4	9,00	25,38	228,38	5 795,02		5 795,02
ALMA 50x1/2	25,00				5 208,33	5 208,33
ALETA INFERIOR 16x 3/4	12,00	-25,38	-304,50	7 726,69		7 726,69
	46,00		-76,13			18 730,04
ds = Ad / A						
ds = -1,65	pulgada		-1,65	x	76,13	-125,98
					INA=	18 604,06

DISTANCIAS DESDE EL EJE NEUTRO DE LA SECCIÓN DE ACERO HASTA:

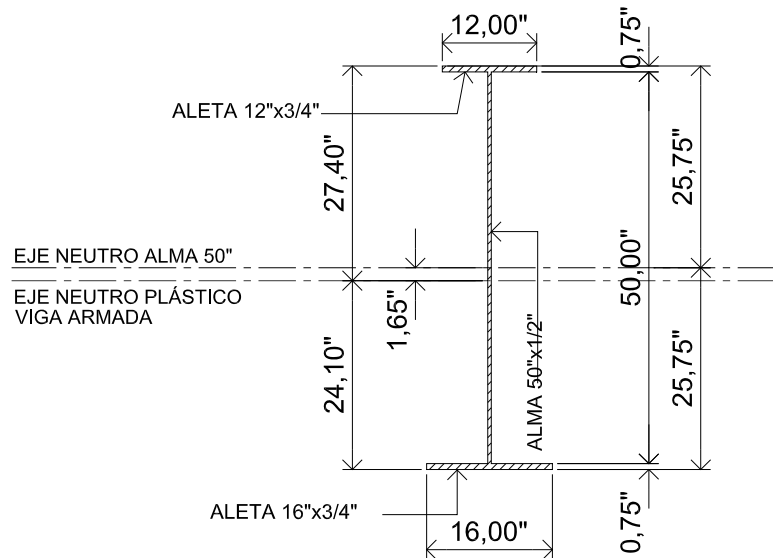
db _s	BORDE SUPERIOR DEL ACERO =	25,00	0,75	1,65	27,40	pulgada
db _i	BORDE INFERIOR DEL ACERO =	25,00	0,75	-1,65	24,10	pulgada

MÓDULOS DE SECCIÓN

$$S_{st} = \frac{I_{na}}{db_s} \quad \text{BORDE SUPERIOR DEL ACERO} \quad S_{st} = \boxed{678,86} \text{ pulgada}^3$$

$$S_{sb} = \frac{I_{na}}{db_i} \quad \text{BORDE INFERIOR DEL ACERO} \quad S_{sb} = \boxed{772,11} \text{ pulgada}^3$$

Figura 35. Geometría de la sección de tanteo



4.4.5.6. Sección compuesta para momentos

Luego de tener la geometría de la sección de la viga de acero, se procede a calcular las propiedades de la sección compuesta, que incluye la losa de concreto, se debe dividir por la relación modular $n=8$, para cargas de corta duración, tales como carga viva e impacto y para cargas de larga duración, como la carga muerta superpuesta, el divisor es $3n=24$, para tener en cuenta los efectos del flujo plástico, como se muestra a continuación:

Tabla XII. Cálculo de la sección compuesta, relación modular n=24

SECCIÓN COMPUESTA PARA MOMENTO MAYORADO MÁXIMO
a, PARA CARGAS MUERTAS SUPERPUESTAS UN n=24

MATERIAL	A	d	Ad	Ad ²	lo	I
SECCIÓN DE ACERO	46,00		-76,13			18 730
8,5 24	GEOMETRÍA					
LOSA CONC 100 X 8.5/24	35,42	30,00	1 062,50	31 875,00	213,24	32 088,24
	81,42		986,38			50 818,27

ds = 12,12 pulgada -12,12 X 986,38 -11 950,08

INA= 38 868,19

DISTANCIAS DESDE EL EJE NEUTRO DE LA SECCIÓN DE ACERO HASTA:

BORDE SUPERIOR DEL ACERO =	25,75	-12,12	13,63	pulgada
BORDE INFERIOR DEL ACERO =	25,75	12,12	37,87	pulgada
	pulgada DETALLE			
BORDE SUPERIOR DEL CONCRETO =	13,63	0,00	8,50	22,13 pulgada

MÓDULOS DE SECCIÓN

BORDE SUPERIOR DEL ACERO	BORDE INFERIOR DEL ACERO	BORDE SUPERIOR DEL CONCRETO
Sst = 2 850,65 pulgada ³	Ssb = 1 026,49 pulgada ³	Sc = 1 755,97 pulgada ³

Figura 36. Geometría de la sección compuesta n=24

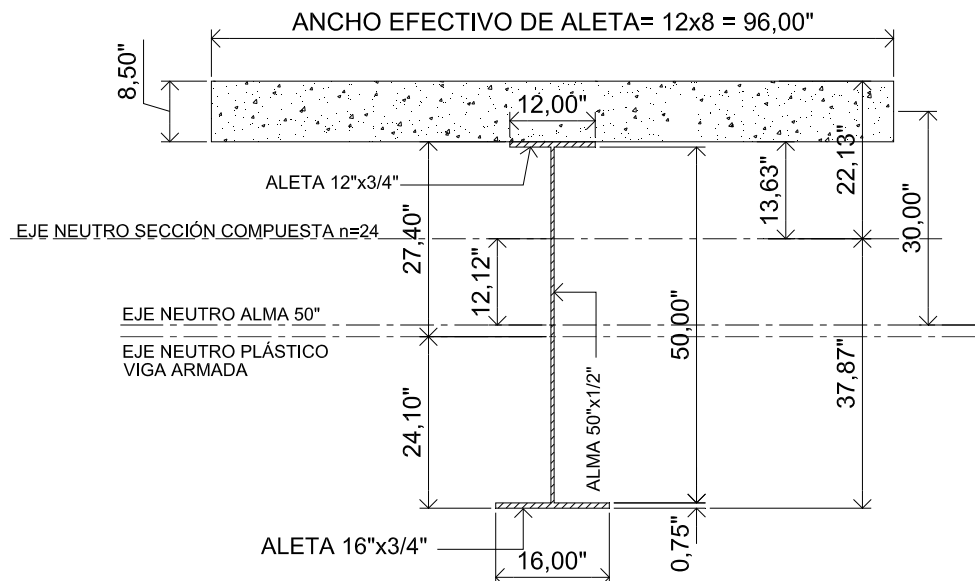
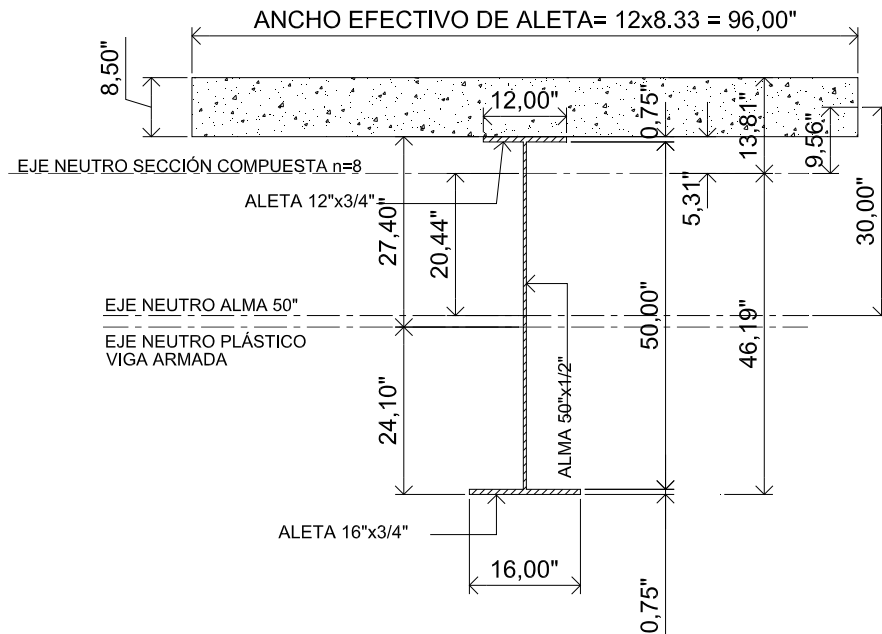


Tabla XIII. Cálculo de la sección compuesta, relación modular n=8

b, PARA UN n=8						
MATERIAL	A	d	Ad	Ad ²	lo	I
SECCIÓN DE ACERO	46		-76,13			18 730,04
8,5 8	GEOMETRÍA					
LOSA CONC 100 X 8.5/8	106,25	30	3187,50	95 625	639,71	96 264,71
	152,25		3111,38			114 994,75
ds =	20,44	pulgada	-20,44 X		3111,38	-63 583,94
					INA=	51 410,81
DISTANCIAS DESDE EL EJE NEUTRO DE LA SECCIÓN DE ACERO HASTA:						
BORDE SUPERIOR DEL ACERO =	25,75	-20,44			5,31	pulgada
BORDE INFERIOR DEL ACERO =	25,75	20,44			46,19	pulgada
DETALLE						
BORDE SUPERIOR DEL CONCRETO =	5,31	0,00	8,50		13,81	pulgada
MÓDULOS DE SECCIÓN						
BORDE SUPERIOR DEL ACERO	BORDE INFERIOR DEL ACERO		BORDE SUPERIOR DEL CONCRETO			
Sst = 9 674,53	Ssb = 1 113,13		Sc = 3 721,64			
pulgada ³	pulgada ³		pulgada ³			

Figura 37. Geometría de la sección compuesta n=8



4.4.5.7. Esfuerzos en la sección compuesta

Ya que la viga armada se considera simplemente apoyada, se deben calcular los esfuerzos a los que se encuentra sometida la sección compuesta, en relación con la carga muerta y viva según el siguiente cuadro:

Tabla XIV. Esfuerzos en la viga compuesta

**ESFUERZOS EN LA VIGA COMPUESTA EN LA SECCIÓN MÁXIMO MOMENTO
BORDE SUPERIOR (COMPRESIÓN)**

DL:	$f_b =$	571,15	12,00	678,86	10,10	Carga muerta por viga
SDL:	$f_b =$	208,58	12,00	2 850,65	0,88	Carga muerta por la sección
LL + I:	$f_b =$	1 273,38	12,00	9 674,53	1,58	Carga viva más impacto
TOTAL....					12,55	< 36 CHEQUEA

BORDE INFERIOR (TENSIÓN)

DL:	$f_b =$	571,15	12,00	772,11	8,88	Carga muerta por viga
SDL:	$f_b =$	208,58	12,00	1 026,49	2,44	Carga muerta por la sección
LL + I:	$f_b =$	1 273,38	12,00	1 113,13	13,73	Carga viva más impacto
TOTAL....					25,04	< 36 CHEQUEA

ESFUERZOS EN EL BORDE SUPERIOR DEL LA LOSA

n =	24	n =	8			
SDL:	$f_b =$	208,58	12,00	14 047,78	0,18	
LL + I:	$f_b =$	1 273,38	12,00	29 773,08	0,51	
TOTAL....					0,69	< 4 CHEQUEA

4.4.5.8. Chequeo de cortante

Aunque casi nunca el cortante es crítico en perfiles de ala ancha adecuados a flexión, el cortante máximo en el alma se debe comprobar, por lo tanto se tiene:

ESFUERZO CORTANTE MÁXIMO

$$\text{ÁREA ALMA} = \boxed{25,00} \text{ pulg}^2$$

$$\text{Cortante} = \boxed{203,89} \text{ k lb}$$

$$fb = Vr/Atw$$

$$fb = \boxed{8,16} \text{ k lb/pulgada}^2 < \boxed{12} \text{ k lb/pulgada}^2$$

AMPLIA CAPACIDAD AL CORTE

4.4.5.9. Diseño de rigidizantes

Deben usarse rigidizadores transversales en vigas de puentes de carretera cuando d/t , excede los valores de diseño. Cuando se usan rigidizadores transversales se pueden conectar al alma de las vigas solamente en pares. Para determinar si son necesarios los rigidizadores se tienen:

MOMENTOS Y CORTES MÁXIMOS MAYORADOS EN LA VIGA

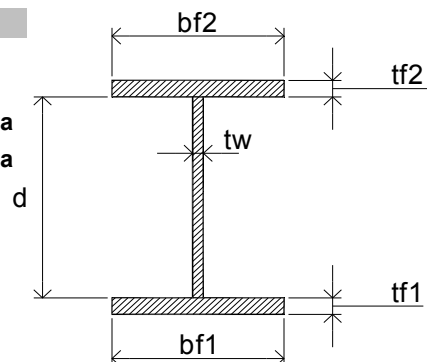
MDL:	$\boxed{571,15}$ k lb-pie	VDL:	$\boxed{49,99}$ k lb-pie	Carga muerta por viga
MSDL:	$\boxed{208,58}$ k lb-pie	VSDL:	$\boxed{18,26}$ k lb-pie	Carga muerta por la sección
MLL + MI:	$\boxed{1\ 273,38}$ k lb-pie	VLL + VI:	$\boxed{135,64}$ k lb-pie	Carga viva más impacto
TOTAL....	$\boxed{2\ 053,11}$ k lb-pie	VMáx =	$\boxed{203,89}$ k lb	

Con las propiedades de la viga:

PROPIEDADES DE LA VIGA

d =	$\boxed{50}$ pulgada
bf 1 =	$\boxed{16}$ pulgada
tf1 =	$\boxed{3/4}$ pulgada
tw =	$\boxed{1/2}$ pulgada
INERCIA1 =	$\boxed{18\ 604,06}$ pulgada ⁴

bf 2 =	$\boxed{12}$ pulgada
tf2 =	$\boxed{3/4}$ pulgada



Se debe comprobar:

$$fb = \boxed{90,94} \text{ k lb / pulgada}^2$$

$$\frac{d}{tw} < \frac{730}{\sqrt{fb}}$$

La relación $730/\sqrt{fb}$ no debe exceder:

$$\frac{730}{\sqrt{fb}} < 170$$

$$\frac{730}{9,54} < 170$$

$$\boxed{76,55} < \boxed{170} \text{ CHEQUEA}$$

Comprobando el alma se tiene:

Haciendo la comparación

$$\frac{d}{tw} < 170 \quad \text{Se despeja t, de la fórmula.}$$

$$tw = \overset{\text{DE FÓRMULA}}{\boxed{0,2941}} \text{ pulgada } \boxed{5/16} \text{ ''}$$

La relación d/tw no debe exceder:

$$\frac{d}{t} < 150$$

$$\frac{d}{t} = \frac{50,00}{0,50} =$$

$$\boxed{100,00} < \boxed{150} \text{ CHEQUEA}$$

Esfuerzo cortante

$$fv = VM_{\text{máx}}/(d \times tw) > Fv = (270/126)^2$$

$$fv = \boxed{8,16} \text{ k lb/pulgada}^2 > Fv = \boxed{4,59} \text{ k lb/pulgada}^2 \text{ CHEQUEA}$$

La última comprobación será:

POR LO TANTO

CALCULADO		PROPUESTO	
$tw = (d/270) \times \sqrt{fv}$			
$tw = \frac{0,5288}{4/8}$ pulgada	>	$\frac{0,50}{1/2}$ "	NECESITA RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

La comprobación para rigidizadores longitudinales es:

$1460/\sqrt{fb}$	<	340	
$\frac{1460}{9,54} =$		153,10	< 340 CHEQUEA, NO NECESITA

Para el diseño se tiene:

DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

$D =$	$\frac{50,00}{25,00}$ pulgada	ALTURA DEL ALMA
$do =$	$\frac{25,00}{1/2}$ pulgada	DISTANCIA ENTRE LOS RIGIDIZADORES
$tw =$	$\frac{1/2}$ pulgada	ESPESOR DEL ALMA

$Fy = \frac{36,00}{k \text{ lb/pulgada}^2}$ $\sqrt{(K/Fy)} = \frac{0,417}{}$

$K = 5(1+(D/do)^2)$

$K = \frac{6,25}{\text{pulgada}}$ $D / tw = \frac{100,00}{}$

Se debe encontrar la constante c, que es la relación entre el esfuerzo cortante de pandeo y el esfuerzo cortante de cedencia, según:

DETERMINACION DE C

a) $C=1$

$\frac{D}{tw}$	<	$190 \times \sqrt{(K/Fy)}$	
$\frac{100,00}{}$		$\frac{79,17}{}$	PASAR A b

b) C

$C = \frac{600}{D/tw} \times \sqrt{(K/Fy)} = \frac{2,50}{}$

SI

$190 \times \sqrt{(K/Fy)}$	\leq	D / tw	\leq	$237 \times \sqrt{(K/Fy)}$	
$\frac{79,17}{}$		$\frac{100,00}{}$		$\frac{98,75}{}$	PASAR A INCISO c

c) C

$$C = \frac{45\,000 \times k}{(D / tw)^2 \times Fy} = 0,7813$$

SI $D / tw > 237 \times \sqrt{(K/Fy)}$

$100,00 > 98,75$ USAR ESTE VALOR DE C

CORTANTE APOYO SIMPLE

C = 0,7813 RESULTADO DEL C

$$fv = \frac{Cx Fy}{3} \leq \frac{Fy}{3}$$

$9,38 \leq 12,00$ CHEQUEA

$$F'v = \frac{Fvx(C + (0,87x(1-C)/\sqrt{(1+(do/D)^2}))}{fv}$$

$11,42 > 8,16$ CHEQUEA

Si el esfuerzo cortante es mayor que 0,6 Fv, en el panel de la viga sujeta a una combinación de cortante y momento flector, se debe calcular el esfuerzo de flexión Fs:

$$Fs = (0,754 - 0,34 \times (fv / f'v)) Fy$$

$Fs = 17,09$

RELACIÓN DE RIGIDEZ

$$J = 2,5 \times (D/do)^2 - 2 = 0.5$$

$J = 8,00 = 0,50$ CHEQUEA

MOMENTO DE INERCIA DIMENSIONES DEL RIGIDIZANTE

SECCIÓN PROPUESTA

b = 4,00 pulgada t = 3/8 pulgada h = 50,00 pulgada
A CADA = 25,00 pulgada

I = 21,09 pulgada⁴ INERCIA NETA
I = 18,36 pulgada⁴ INERCIA QUE APORTA A LA SECCIÓN

Se deben hacer las siguientes comprobaciones:

CAPACIDAD A CORTANTE DE LA VIGA

$$d_o/D = \boxed{0,50} \leq \boxed{3} \text{ CHEQUEA}$$

$$d_o/D = \boxed{0,50} \leq \frac{67\,600}{(D/tw)^2} = \boxed{6,76} \text{ CHEQUEA}$$

CORTANTE PLÁSTICO

$$V_p = 0,58 \times d \times tw \times F_y$$

$$V_p = \boxed{522,00} \text{ k lb} \quad k = \boxed{6,25} \text{ k lb}$$

$$D / tw = \boxed{100,00} > \frac{237 \cdot \sqrt{K/F_y}}{1} = \boxed{98,75} \text{ CHEQUEA}$$

$$C = \frac{45000 \times k}{(D / tw)^2 \times F_y} = \boxed{0,7813}$$

CAPACIDAD DEL CORTANTE DE LA VIGA

$$V_u = V_p \times (C + (0,87 \times (1 - C)) / (\sqrt{1 + (D/d_o)^2}))$$

$$V_u = \boxed{496,67} \text{ k lb} > V_{M\acute{a}x} = \boxed{204,57} \text{ k lb} \text{ CHEQUEA}$$

Finalmente, se tendrán las distancias de los rigidizantes:

DISTANCIA DEL PRIMER	75,00	pulgada
@	25,00	pulgada
CANTIDAD DE RIGIDIZADORES	17,62	UNID. A/S

4.4.5.10. Conectores de corte

Para asegurar la acción compuesta de la losa de concreto y la viga de acero, los conectores de cortante soldados a la aleta superior del larguero deben quedar embebidos en la losa. Para la estructura se seleccionan espárragos soldados de $\frac{3}{4}$ " de diámetro, los cuales se instalan para resistir el cortante horizontal en la parte superior de la viga de acero, con una altura de 6 pulgadas, deben satisfacer los requisitos de diseño:

$$\begin{aligned} \text{CONECTOR} &= \frac{3/4}{6} \text{ "} & \phi &= 0,85 \\ \text{REQUISITO} &= \frac{h/día}{8} \geq 4 \text{ CHEQUEA} \\ f'c &= 4\,000 \text{ lb/pulgada}^2 & E_c &= 3\,600\,000 \text{ lb/pulgada}^2 \end{aligned}$$

La resistencia última de un espárrago soldado de $\frac{3}{4}$ " es:

$$S_u = 0,4 d^2 \times (f'c \times E_c)$$

$$S_u = 27 \text{ k lb}$$

Este valor se necesita para determinar el número de conectores de cortante requeridos para desarrollar la resistencia menor entre la viga de acero y la losa de concreto, en el centro de la luz, la resistencia de la viga laminada, está dada por:

$$\begin{aligned} A_s &= 46,00 \text{ pulgada}^2 & F_y &= 36,00 \text{ k lb/pulgada}^2 \\ \text{área de acero de la sección} & & & \end{aligned}$$

$$P_1 = \frac{A_s \times F_y}{1} = 1\,656 \text{ k lb}$$

El esfuerzo a compresión de la losa de concreto es:

$$0,85 \times f'c \times \text{bectivo} \times \text{tlosa}$$

$$P_2 = 2\,611 \text{ k lb}$$

Gobierna el dato menor, por tanto, el número de espárragos que se deben instalar entre el centro de la luz y cada apoyo debe ser al menos:

$$N1 = \frac{P/(\emptyset \times Su)}{8,184} \text{ UNIDADES}$$

El paso siguiente es determinar los requisitos de fatiga, el intervalo admisible de carga, está dado por:

$$\alpha = 10.60$$

$$Zr = \alpha \times dia^2$$

$$Zr = 5.96 \text{ k lb-por espárrago.}$$

$$A = 106.25 \text{ pulgada}^2$$

$$d1 = 10.17 \text{ pulgada}$$

$$Vr = \frac{\text{CARGA VIVA}}{135.64} \text{ k lb.}$$

$$I = 51,411 \text{ pulgada}^2$$

$$Sr = Vr \times A \times d1 / I$$

$$Sr = 2,851 \text{ k lb por pulgada.}$$

Los espárragos cerca del apoyo serán:

$$p = \frac{3 \times Zr}{Sr}$$

$$p = 6,274 \text{ pulgada} \quad \text{TOMAR} = 6 \text{ pulgada}$$

Por último, el espaciamiento de los conectores para satisfacer los anteriores requisitos es:

$$Vr = 46,10 \text{ k lb}$$

CALCULAR ESTE DATO CON EL DIAGRAMA DE CARGA VIVA MULTIPLICADA P POR FD

$$A = 106,25 \text{ pulgada}^2$$

$$d1 = 10,17 \text{ pulgada}$$

$I = 51\,410,81 \text{ pulgada}^2$
DISTANCIA DEL EJE NEUTRO n=8 AL CL DE LA LOSA SECCIÓN COMPUESTA CON CUBRE PLACA

$$Sr = 0,969 \text{ k lb - pulgada}$$

$$p = 18,461 \text{ pulgada} \quad \text{TOMAR} = 20 \text{ pulgada}$$

4.4.5.11. Deflexiones permisibles

Las deflexiones por carga muerta se necesitan calcular, de modo que a la sección compuesta pueda dársele niveles específicos de acabado. La deflexión por carga muerta tiene dos componentes, una corresponde a la carga muerta que soporta la viga y la otra a la carga muerta de la sección compuesta con $n=24$, se calcula de la siguiente manera:

DEFLEXIÓN POR CARGA MUERTA

$$W1 = 1,451 \text{ k lb/pie}$$

$$W2 = 0,530 \text{ k lb/pie}$$

$$L = 49,213 \text{ pie}$$

$$I1 = 18\,604 \text{ pulgada}^4$$

$$E = 29\,000 \text{ k lb/pulgada}^2$$

$$I2 = 38\,868 \text{ pulgada}^4$$

$$DL \quad \delta = 0,35 \text{ pulgada}$$

$$SDL \quad \delta = 0,06 \text{ pulgada}$$

$$DEFLEXIÓN TOTAL = 0,42 \text{ pulgada}$$

MÁXIMA DEFLEXIÓN

$$\delta_{Máx} = 12 \times L / 360$$

$$\delta_{Máx} = 1,64 \text{ pulgada}$$

 δ
 $<$
 $\delta_{Máx}$
 $0,42$
 $1,64$
CORRECTO

También se debe comprobar la máxima deflexión por carga viva, comparándola con $12 L/800$:

DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA

$$P1 = 32 \text{ k lb}$$

DE LA RUEDA DELANTERA

$$FD = 0,818 \text{ k lb}$$

$$I = 0,287 \text{ IMPACTO}$$

$$PT = (P1 \times FD) + (P1 \times FD \times I)$$

$$PT = 33,70 \text{ k lb}$$

$$E = 29\,000 \text{ k lb/pulgada}^2$$

$$I2 = 51\,411 \text{ pulgada}^4$$

COMPARACIÓN

$$\frac{(324/EI) \times (Pt) \times (L^3 - 555xL + 4780)}{\delta} = \boxed{0,71} \text{ pulgada} < \frac{12xL/800}{\delta} = \boxed{0,74} \text{ pulgada} \quad \text{CORRECTO}$$

Así que las deflexiones por carga muerta y por carga viva son aceptables.

5. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE PUENTES EN CONCRETO

En el diseño de puentes se deben cumplir normas existentes, que han sido elaboradas mediante investigaciones, las normas aplicadas en Guatemala se basan en la mayoría de los casos, en las existentes en Estados Unidos. En los puentes se presentan las cargas ya conocidas para la super-estructura, tales como: cargas muertas, sísmicas, de viento, vivas, por efectos de temperatura, de asentamientos, debidas al comportamiento del material con el tiempo, por subpresiones, de efectos secundarios y otras. La AASHTO requiere que los puentes sean diseñados para soportar cargas muertas y vivas e impacto, o efecto dinámico de la carga viva. Las estructuras deben ser también capaces de soportar otras cargas a las cuales pueden estar sujetas, tales como: fuerzas longitudinales, centrífugas, térmicas, sísmicas y de montaje.

5.1. Cargas de diseño

5.1.1. Carga muerta

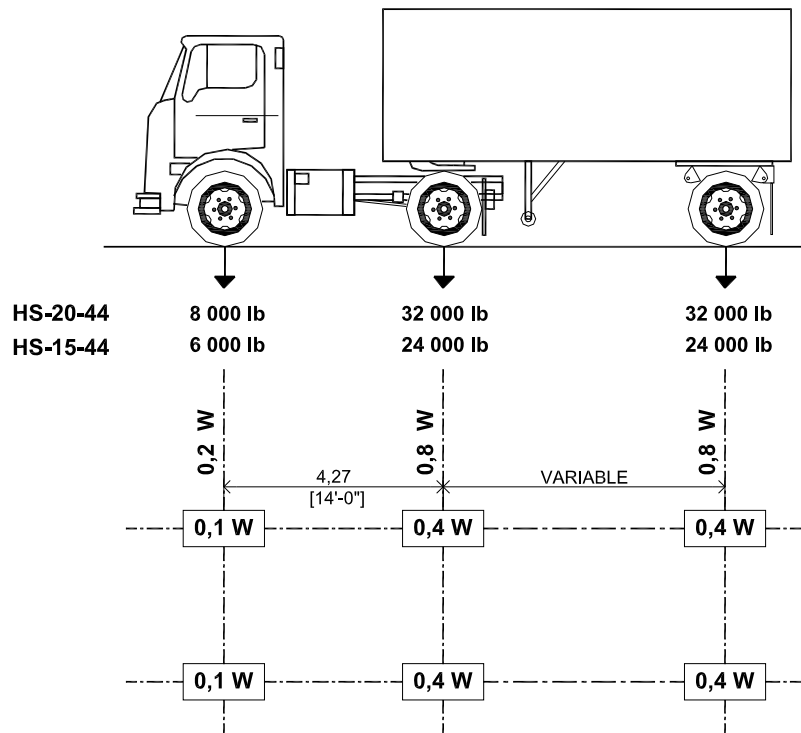
Se deben usar todos los pesos muertos reales de los materiales especificados para la estructura. Para los materiales más usados, las especificaciones estándar indican los pesos que deben utilizarse. Dentro de estas cargas deben incluirse el peso propio de la estructura, como elementos estructurales, carpeta de rodadura, banquetas, barandas, topes, tuberías, etc.

5.1.2. Carga viva

Existen cuatro clases estándar de cargas para vehículos de carretera, dentro de las cuales se tiene: H15, H20, HS15 Y HS20. La AASHTO indica que la carga mínima de diseño para puentes nuevos debe ser la HS-20, para todas las clases funcionales de carreteras. Debe incluir cargas vehiculares y peatonales e incluir los siguientes criterios:

- **Carril de tráfico:** la carga de camión o la carga de vía ocupa un ancho de carril de 10', en las curvas de las vías estas cargas ocuparán un ancho de carril de 12'.
- **Carga de camión:** cargas concentradas, originadas por los camiones, para su análisis debe buscarse la condición crítica.

Figura 38. Cargas estándar HS-20 y aplicaciones de carga viva



5.1.3. Aplicación de la carga viva

Debe tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

- No se deben tomar fracciones de la carga, deberá tomar completa sea carga de camión o de carril.
- El número de posiciones será el que produzca mayor esfuerzo.
- Para vigas continuas, deben agregarse otras cargas concentradas en la carga de pista, a modo de generar el momento negativo máximo, no así para el positivo al que se le colocará sólo carga concentrada y las demás, distribuidas como se pueda.
- La carga viva debe reducirse según el número de carriles que tenga, de la siguiente manera:

1 a 2 carriles	100% de la carga
3 carriles	90% de la carga
4 ó más carriles	75% de la carga

- Las cargas longitudinales se trabajan con líneas de influencia, con el cuidado de encontrar la envolvente para el momento máximo.
- Las cargas transversales se colocan de forma que se obtenga el máximo esfuerzo y las máximas reacciones que corresponden.
- La carga viva de camión esperada estará definida de acuerdo con la ubicación de la carretera; en Guatemala las carreteras principales son: CA, Centroamericana, RN, Ruta Nacional, RD, Ruta Departamental, Rural y Camino Rural.

- Cada línea de tráfico o carril debe considerarse como una unidad, y el número y posición de los carriles cargados se hará buscando el arreglo que produzca el máximo esfuerzo.
- La carga por carril o el vehículo estándar ocupan un ancho de 3,05 metros, estas cargas se colocarán en bandas de 3,60 metros, 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 7.20 metros se considerarán dos bandas de tráfico de la mitad del ancho de calzada.
- Cada carga de carril o vehículo estándar se suponen como unidades indivisibles y no se podrán considerar aplicadas fracciones de ellos.

5.1.4. Carga de impacto

Se aplica un factor a las cargas vivas vehiculares para representar el aumento de carga debido al impacto causado por una superficie rugosa de la carretera u otra perturbación. En las especificaciones de la AASHTO, el factor de impacto I es una función de la luz y se determina como:

$$I = \frac{50}{L + 125} = 0,30$$

Donde:

- I = Incremento en los esfuerzos debido a la carga viva.
 L = Longitud en pies, de la parte del claro cargado para producir el esfuerzo máximo.

Este incremento a la carga viva en las estructuras para los efectos dinámicos vibratorios y de impacto será aplicado a ciertas partes del puente, como a continuación se describe:

A. Partes del puente a las que aplica el impacto:

- Super-estructura incluye elementos de marcos rígidos.
- Los pilotes que sobresalgan del terreno y estén rígidamente conectados a la super-estructura y formen marcos rígidos o como parte de la estructura misma.
- Las porciones que sobresalgan del terreno de las pilas de concreto o acero que soporten la super-estructura.

B. Partes del puente a las que no aplica el impacto:

- Estribos, muros de contención, pilas, pilotes.
- 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 metros de altura o mayor.

5.1.5. Banquetas

Se diseñaran para una carga de 85 lb/pie², también aplicable a puentes de bicicletas y peatones. El efecto de la carga viva de la banqueta sobre los elementos principales del puente debe calcularse mediante la siguiente fórmula:

$$P = \left(30 + \frac{3\,000}{l} \right) \frac{55-b}{50} = 60 \text{ lb / pie}^2$$

Donde:

- P** = Carga viva de la acera en lb/pie².
- l** = Longitud cargada de la acera, en pies.
- b** = Ancho de la acera, en pies.

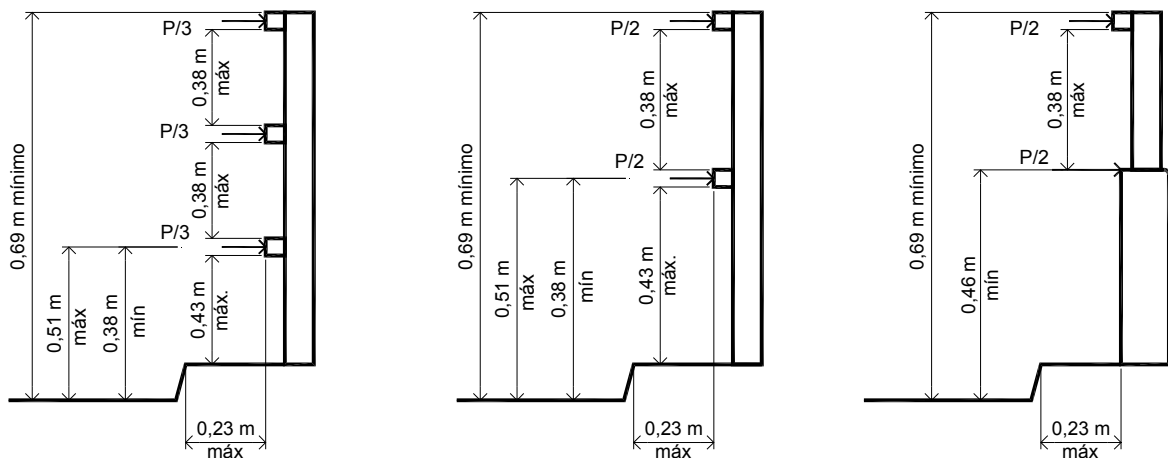
5.1.6. Bordillos

Se diseñaran para una carga lateral de 500 lb/pie², aplicado en la parte superior del mismo o a 25,40 centímetros del suelo.

5.1.7. Barandas

Las siguientes figuras muestran diferentes tipos de barandas, la geometría, las cargas para el empleo en los puentes, según las condiciones de los accesos, son descritos en 2.7 de la AASHTO.

Figura 39. Barandas de tráfico



Nomenclatura y carga:

P = Carga de diseño vial = 10 000 lb (4 postes máx. para diseño, cada poste $\frac{1}{4}$ P).

W = Carga peatonal = 50 lb / pie.

5.2. Fuerzas de diseño

5.2.1. Fuerzas de viento

Las cargas de viento prescritas se consideran como una carga móvil uniformemente distribuida. Así mismo, actúan en las superficies expuestas verticales de todos los miembros, incluyendo el sistema de piso y las barandas vistos en elevación, haciendo un ángulo de 90° con el eje longitudinal de la estructura. Estas fuerzas se presumen para una velocidad del viento de 100 MPH y pueden modificarse en proporción al cuadrado de la velocidad del viento si las condiciones respaldan al cambio. Las fuerzas laterales debidas a las cargas vivas móviles y la fuerza del viento contra esta, se deben considerar actuando 6 pies arriba del piso con una fuerza de 200 lb/pie². La fuerza total del viento no debe ser menor 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. Se debe tomar los siguientes criterios:

Para super-estructuras:

- Se aplica la carga horizontalmente.
- Arcos y armaduras = 75 lb/pie².
- Vigas = 50 lb/pie².

- Viento sobre la carga viva. Una fuerza de 0,10 klb/pie lineal, se debe aplicar a la carga viva, actuando a 6 pies por encima del tablero de la calzada.

Cargas reducidas en un 70% y una carga de 100 lb/pie² sobre los elementos longitudinales, así como 6 pies sobre el piso del puente como carga viva.

Para sub-estructuras:

- Basadas en el ángulo de la dirección del viento sufriendo los lineamientos de la tabla específica en el artículo AASHTO 3.22.

Para puentes de hasta 40 metros se usan las siguientes cargas:

- W, carga en la estructura transversal 50 lb/pie², longitudinal 12 lb/pie².
- WL carga en carga viva transversal 100 lb/pie², longitudinal 40 lb/pie².

5.2.2. Fuerzas térmicas

Debe calcularse para cambios de temperatura que originan esfuerzos y movimiento en las estructuras:

- Estructuras metálicas: clima moderado 20° - 50°.
- Estructuras de concreto: aumento -15°, disminución -22°.

Con un coeficiente de expansión de 65×10^{-7} pulg/pulg/°F, el cambio de longitud resultante en un miembro de un puente de 100 pies de largo es:

- En clima moderado $120 \times 65 \times 10^{-7} \times 100 \times 12 = 0,936$ pulgada.
- En clima frío $150 \times 65 \times 10^{-7} \times 100 \times 12 = 1,170$ pulgada.

Si un puente es montado durante un promedio entre las temperaturas alta y baja, el cambio resultante de longitud será la mitad del anterior.

5.2.3. Fuerzas de sismo

En Guatemala, donde con frecuencia se presentan los 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.

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

Donde:

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

F = Factor de marco.
 $F = 1,00$ para estructuras donde columnas individuales o pilas resisten las fuerzas horizontales.

$F = 0,80$ 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.

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

El coeficiente calculado C será mayor o igual a 0,10 para estructuras con “A” mayor o igual a **0,30 g** (gravedad 32,20 pie/seg²) y mayor o igual a 0,06 para estructuras con “A” menor que **0,30 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** = Gravedad = 32,20 pie/seg².
- A** = Máximas aceleraciones esperadas (mapa de riesgo sísmico).
- S** = Amplificación del suelo.
- R** = Radio de curvatura.
- Z** = Reducción de ductilidad.

$$T = 0,32 \times \sqrt{\frac{W}{P}} \quad (\text{AASHTO 3.21.1.3})$$

Donde:

- T** = Período de vibración de la estructura.
- P** = Fuerza total uniforme para causar una pulgada de deflexión unitaria del conjunto de la estructura.

Las 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 sísmico.

5.2.4. Fuerza de frenado

Se estima 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 super-estructura.

5.2.5. Fuerzas centrífugas

Las estructuras en curva están sometidas a fuerzas centrífugas causadas por las cargas vivas. La fuerza centrífuga C , como un porcentaje de la carga viva sin impacto, debe aplicarse a 6 pies por encima de la superficie de la calzada, medida en la línea central de la misma calzada.

$$C = \frac{6,68 \times S^2}{R} = 0,00117 \times S^2 \times D \quad (\text{AASHTO 3.10.1})$$

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.

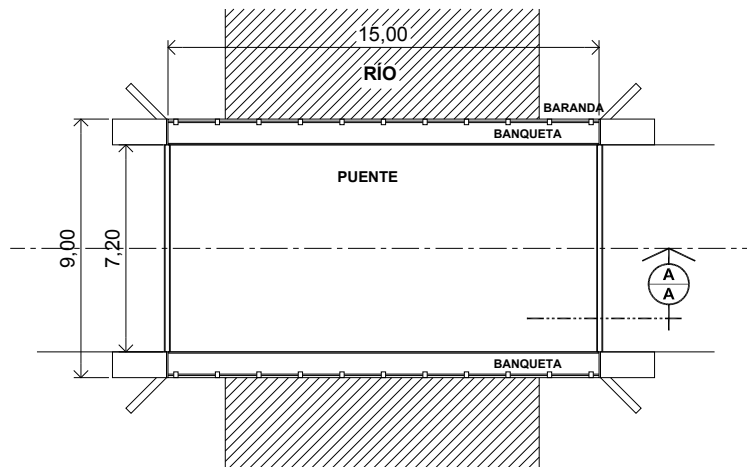
5.3. Diseño estructural puentes en concreto

5.3.1. Datos para el diseño

Los datos para el diseño son importantes para definir las características de geometría final del puente en estudio, basándose en el estudio topográfico y definido el largo del puente se tendrán los siguientes datos:

Luz libre	=	15,00 metros.
Ancho útil	=	7,20 metros.
Ancho de calzada	=	9,00 metros.
Esfuerzo máximo del concreto f_c (3 000 psi)	=	210 kg/cm ² .
Esfuerzo de fluencia del acero f_y (4 0000 psi)	=	2 810 kg/cm ² .
Peso concreto ciclópedo W_{cc}	=	2 700 kg/cm ² .
Peso del concreto armado W_c	=	2 400 kg/cm ² .
Peso del asfalto W_a	=	2 100 kg/cm ² .
Peso del suelo W_s	=	1 700 kg/cm ² .
Sobre carga	=	HS-20-44.

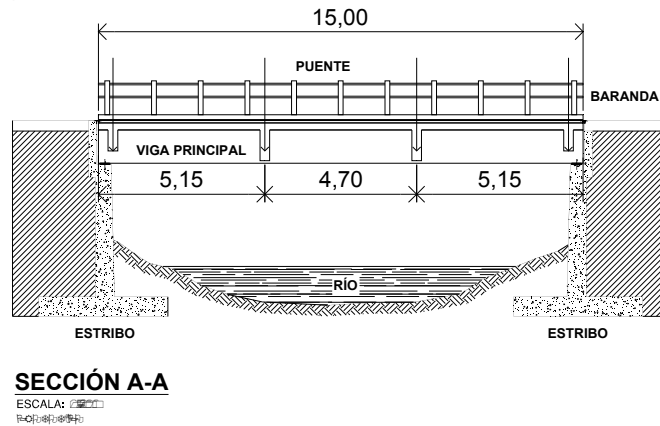
Figura 40. Planta y sección de puente prototipo



PLANTA DE PUENTE

ESCALA: 1:100

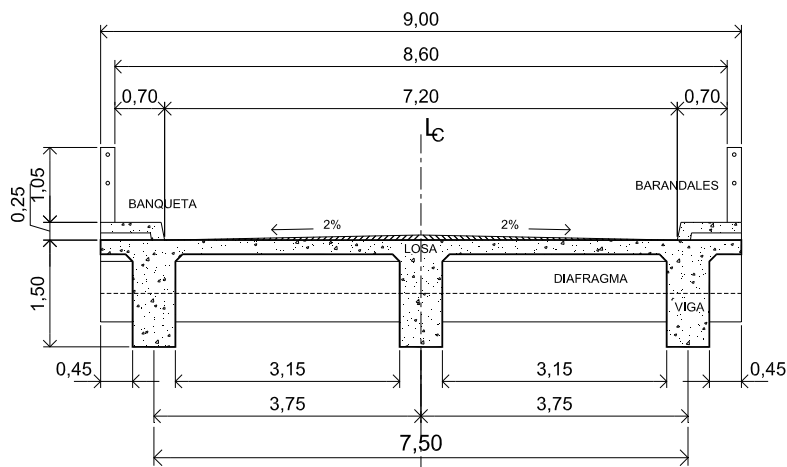
Continuación figura 40.



5.3.2. Diseño de losa

Para la losa del puente se aplicarán varios requisitos de la AASHTO, para ello es necesario determinar como trabaja la losa, la parte crítica sucede 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 acero de refuerzo se verificará de acuerdo con los requisitos del ACI. La AASHTO recomienda que la losa no deba ser menor de 6" ni mayor de 10"

Figura 41. Sección transversal de puente



Partiendo de esta geometría se calcula el peralte mínimo que deberá tener la losa en cuanto a la distancia a rostro entre vigas principales:

$$L = \boxed{3,15} \text{ m} \quad \text{LUZ, DISTANCIA ENTRE VIGAS PRINCIPALES, A ROSTRO}$$

$$t = \frac{(L + 3,05)}{30} \times 100$$

$$t = \boxed{20,67} > 17,00 \quad \text{SEGÚN NORMA}$$

Se tomará un espesor de 20 centímetros, este peralte debe chequearse contra el peralte efectivo:

$$d = \sqrt{\frac{(Mu \times 100)}{((0,9 \times 0,0277 \times Fy \times 100) \times (1 - (0,59 \times 0,0277 \times (Fy / f'c))))}}$$

$$d = \boxed{9,49} \text{ cm} < \begin{matrix} \boxed{5,00} \text{ cm} \\ \boxed{15,00} \text{ cm} \end{matrix} \quad \text{RECUBRIMIENTO= CHEQUEA}$$

Por lo tanto se usará un espesor de losa de 20 centímetros.

5.3.2.1. Momentos por carga muerta

Los momentos producidos por carga muerta se calculan:

CÁLCULO DE MOMENTOS POR CARGAS MUERTAS MCM

	Wc	t	b	CARGA DIST.	
PESO DE LOSA=	2 400,00	0,20	1,00	480,00	kg/m
PESO ASFALTO=	2 100,00	0,05	1,00	105,00	kg/m
PESO BARANDAS=				10,00	kg/m

TOTAL W... $\boxed{595,00}$ kg/m

MOMENTO POR CARGA MUERTA

$$L1 = \boxed{3,75} \text{ DISTANCIA ENTRE VIGAS PRINCIPALES, A EJES}$$

$$L2 = \boxed{0,45} \text{ DISTANCIA ENTRE VIGA PRINCIPAL Y VOLADIZO, A EJES}$$

$$MCM1 = \boxed{836,72} \text{ kg-m} \quad WL^2/10$$

$$MCM2 = \boxed{60,24} \text{ kg-m} \quad WL^2/2$$

De los dos datos calculados, gobierna el dato para la distancia entre vigas principales, pues la distancia del voladizo es muy pequeña para ser considerada.

5.3.2.2. Momentos por carga viva

Para encontrar el momento por carga viva se recurre al manual de la AASHTO, capítulo 3.24.3 para el caso A:

POR CARGA VIVA MCV

$$L1 = 3,15 \text{ DISTANCIA ENTRE VIGAS ROSTRO A ROSTRO}$$

$$S = 10,33 \text{ pies}$$

$$P = 32\,000 \text{ lb}$$

ESPACIAMIENTO ENTRE VIGAS EN PIES

CARGA DEL CAMIÓN DEL EJE MÁS PESADO EN LIBRAS.

$$MCV = 0,8((S+2)/32) \times P$$

$$MCV = 9\,867,72 \text{ lb-pie} = 1\,364,26 \text{ kg-m}$$

5.3.2.3. Factor de impacto

$$I = \frac{50}{L + 125} = 0,30$$

FACTOR DE IMPACTO

DISTANCIA ENTRE VIGAS

$$L1 = 3,15 \text{ ROSTRO A ROSTRO}$$

$$I = 0,37 \leq 0,30$$

El factor de impacto calculado dio como resultado el valor de 0,37, de acuerdo a la especificación de la AASHTO capítulo 3.8.21, este valor no debe exceder 0,30, por lo tanto el factor de impacto para la losa será como máximo este valor.

5.3.2.4. Integración de cargas últimas

MOMENTOS ÚLTIMOS

$$M_{cm} = 836,72 \text{ kg-m}$$

$$M_{cv} = 1\,364,26 \text{ kg-m}$$

$$I = 0,30$$

$$M_{cv} = 409,28 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 1,3(M_{cm} + 5/3(M_{cv} + M_{cv} \times I))$$

$$M_u = 4\,930,40 \text{ kg-m}$$

5.3.2.5. Acero de refuerzo para losa

El refuerzo transversal se determinará con base en las especificaciones de ACI, teniendo los siguientes datos:

CÁLCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL CAMA INFERIOR

$f'c =$	210,00	kg/cm ²	3 000	psi
$Fy =$	2 810,00	kg/cm ²	40 000	psi
$b =$	100,00	cm		
$d =$	17,50	cm	REC. =	2,50
$Mu =$	4 930,40	kg-m		

$$\rho_{bal} = 0,85 \times 0,85 \times (f'c / Fy) \times (6\ 096 / (6\ 096 + Fy))$$

$$\rho_{bal} = 0,0369$$

$$\rho_{mín} = 14,1 / Fy$$

$$\rho_{mín} = 0,0050$$

$$\rho_{máx} = 0,5 \times \rho_{bal}$$

$$\rho_{máx} = 0,0185$$

ÁREA SÍSMICA

Calculando las cuantías de acero:

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

$$As_{bal} = 64,66 \text{ cm}^2$$

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

$$As_{mín} = 8,78 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 0,5 \times As_{bal}$$

$$As_{máx} = 32,33 \text{ cm}^2$$

Calculando el área de acero de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$As = ((b \times d) - \sqrt{((b \times d)^2 - ((Mu \times b) / (0,003828 \times f'c))})) \times (0,85 \times f'c / Fy)$$

$$As = 11,76 \text{ cm}^2$$

Los datos anteriores deben cumplir con:

As_{mín}	<	As	<	As_{máx}
8,78		11,76		32,33

5.3.3. Diseño de acera (banqueta)

La banqueta irá apoyada sobre la losa, por lo que debe diseñarse con el refuerzo mínimo por temperatura:

$$b = 100,00 \text{ cm}$$

$$d = 12,50 \text{ cm}$$

$$A_{s_{temp}} = 0,002 \times b \times d$$

$$A_{s_{temp}} = 3,00 \text{ cm}^2$$

Tabla XVIII. Cálculo de varilla de refuerzo para acera

REFUERZO A UTILIZAR = 3,00 cm²

VARILLAS DE ACERO

		CANT.	ÁREA	TOTAL	DIF	CANT-VAR		S	
No.	2	1	0,320	0,32	-2,68	9	UNID	11	cm
No.	3	5	0,710	3,55	0,55	4	UNID	24	cm
No.	4	1	1,290	1,29	-1,71	2	UNID	43	cm
No.	5	1	2,000	2,00	-1,00	2	UNID	67	cm

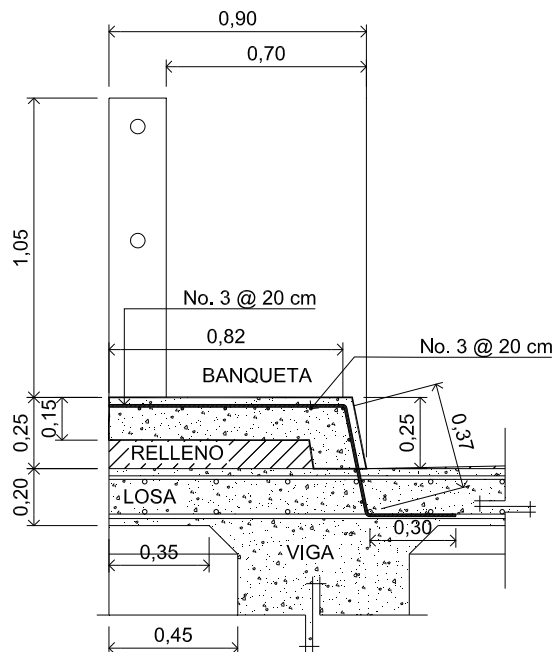
R = 5,00 REC

3

@ 20 cm

Utilizar varilla No. 3 en ambos sentidos.

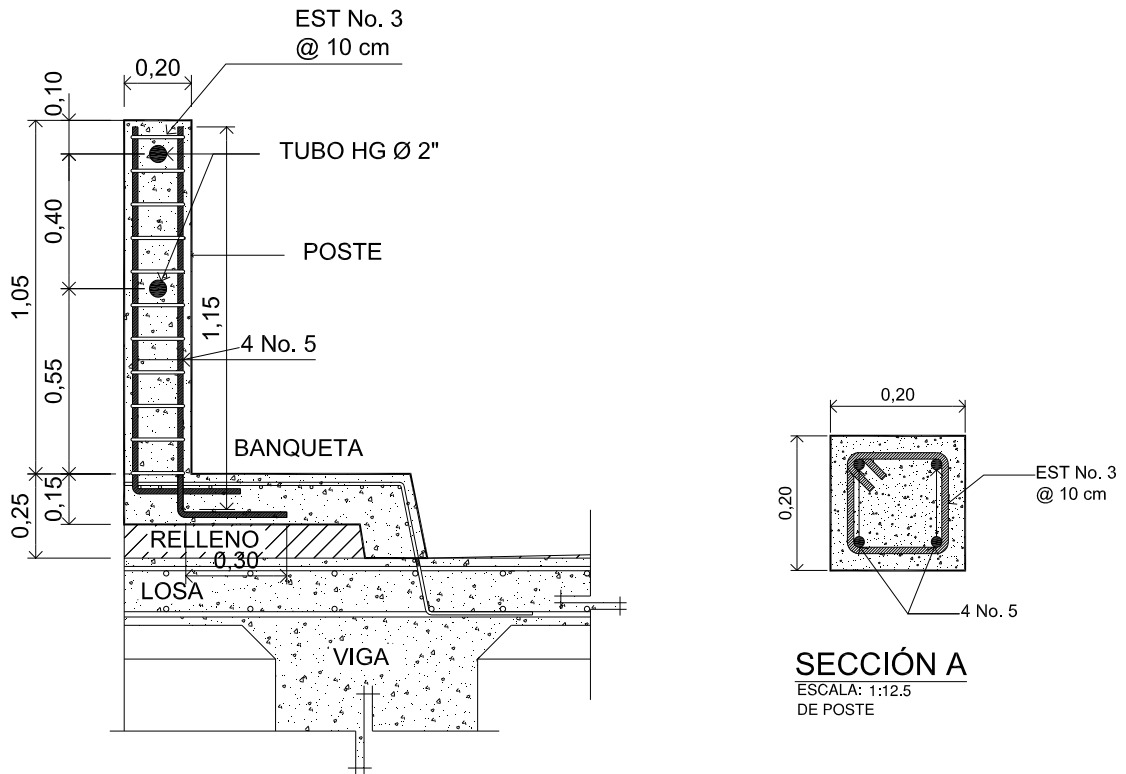
Figura 44. Sección final de banqueta



5.3.4. Armado final de postes y barandas

Los pasamanos de puentes están formados por unidades longitudinales que funcionan para la protección de los peatones y además cuentan con postes de concreto armado, se diseñan para soportar una carga $P/4$ de la carga estandarizada de la AASHTO, la altura promedio que deben poseer los postes es de 42 pulgadas, aproximadamente 1,07 metros. Además de la carga del camión, la AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb/pie y una carga horizontal de 300 lb/pie, que son producto de los peatones que circulan por la acera.

Figura 45. Armado final de postes y barandas



5.3.5. Diseño para las vigas principales

Para el diseño de vigas la AASHTO considera que el peralte no debe exceder $L/16$ ó $L/12$ y para la base $2/5$ del peralte de la viga. De acuerdo con este criterio se tiene:

$L = $ 15,00 LUZ TOTAL DEL PUENTE, EN METROS	
ALTO $L/16$ $T1 = $ 0,94 m	ANCHO $2/5 T1$ $b = $ 0,38 m
$L/12$ $T2 = $ 1,25 m	$2/5 T2$ $b = $ 0,50 m

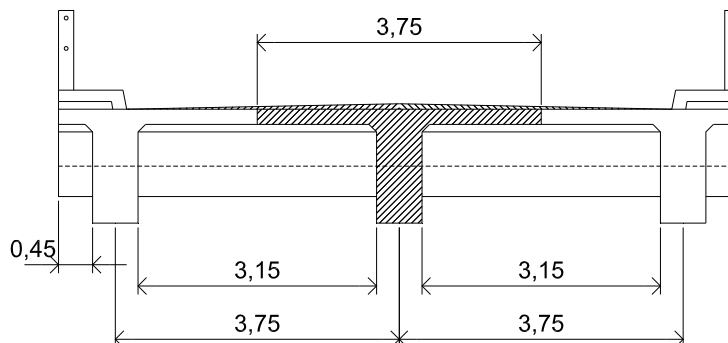
Se decidió aumentar un 20% la altura de las vigas para tener mejor relación entre el acero y el concreto, teniendo como longitud final:

DIMENSIONES DE VIGAS PRINCIPALES			
$h = $	1,50 m	$b = $	0,60 m

5.3.5.1. Momentos por carga muerta

Se deben integrar las cargas debido al peso de los elementos estructurales, conforme a la siguiente sección:

Figura 46. Sección de análisis para la losa



Integración por carga distribuida:

	Wc	t	b	CARGA DIST.	
PESO DE LOSA=	2 400,00	0,20	3,75	1 800,00	kg/m
PESO ASFALTO=	2 100,00	0,05	3,75	393,75	kg/m
PESO DE LA VIGA=	2 400,00	1,30	0,60	1 872,00	kg/m
TOTAL...				4 065,75	kg/m

También debe analizarse las fuerzas que distribuyen los diafragmas en fuerzas puntales de la siguiente manera:

	Wc	t	b	l	P	
FUERZA P1=	2 400,00	0,30	1,15	3,15	2 608,20	kg
FUERZA P2=	2 400,00	0,30	0,75	3,15	1 701,00	kg

Luego se calculan los momentos por carga distribuida y por las cargas puntuales:

MOMENTO POR CARGA MUERTA

$$L1 = 15,00 \text{ LONGITUD TOTAL DEL PUENTE}$$

$$W = 4\,065,75 \text{ kg/m}$$

$$P = 2\,608,20 \text{ kg}$$

Por carga distribuida

$$\text{MCM1} = \frac{\text{POR W}}{WL^2/8} = 114\,349,22 \text{ kg-m}$$

Por carga puntual

$$\text{MCM2} = \frac{\text{POR P}}{PL/4} = 9\,780,75 \text{ kg-m}$$

$$M \text{ TOTAL CM} = \text{Mcm1} + \text{Mcm2} = 124\,129,97 \text{ kg-m}$$

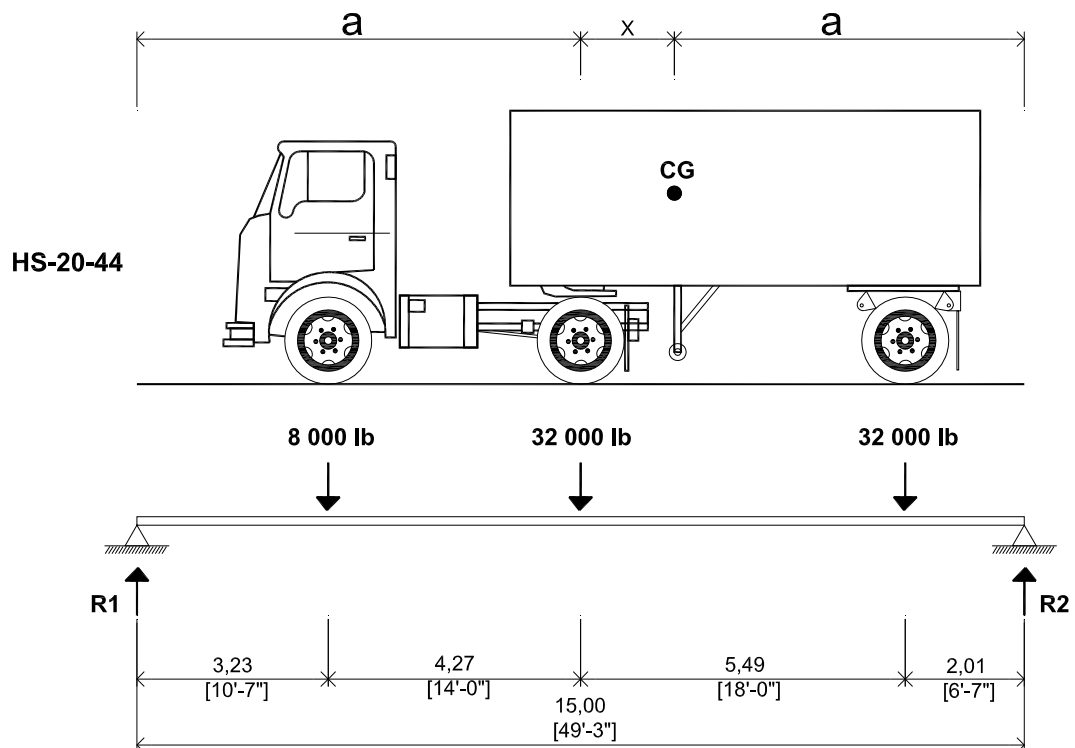
5.3.5.2. Momentos por carga viva

Según la especificación de la AASHTO, se debe determinar el factor de sobrecarga siempre y cuando la separación a ejes de las vigas corresponda, de no ser así se deberá realizar el cálculo de la sobrecarga utilizando el método tradicional corriendo el camión en la sección transversal de la carretera y utilizando la condición más crítica. El análisis estructural consistirá en que la carga que afecte se encuentra en movimiento, lo que significa que cambia de posición a cada instante, por eso es difícil determinar las condiciones realmente críticas.

Para vigas simples de luces cortas en donde no cabe más de un camión no se complica la determinación de las condiciones críticas, el corte máximo por carga viva en el sentido longitudinal ocurre sobre el apoyo cuando la carga mayor se encuentre sobre él. El momento máximo por carga viva móvil ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro.

Todo lo anterior se conoce como el método de líneas de influencia para cortes, momentos y reacciones, y está dado por las cargas de camión de HS-20, con la siguiente geometría:

Figura 47. Cálculo del centro de gravedad



Se coloca la carga del eje central al centro de la viga y hacer sumatoria de momentos en el centro de gravedad para encontrar Xcg, el cual está dado por:

P1 =	8 000,00	lb	d1 =	14	pies	distancias entre P1 - P2
P2 =	32 000,00	lb	d2 =	18	pies	distancias entre P2 - P3
P3 =	32 000,00	lb				

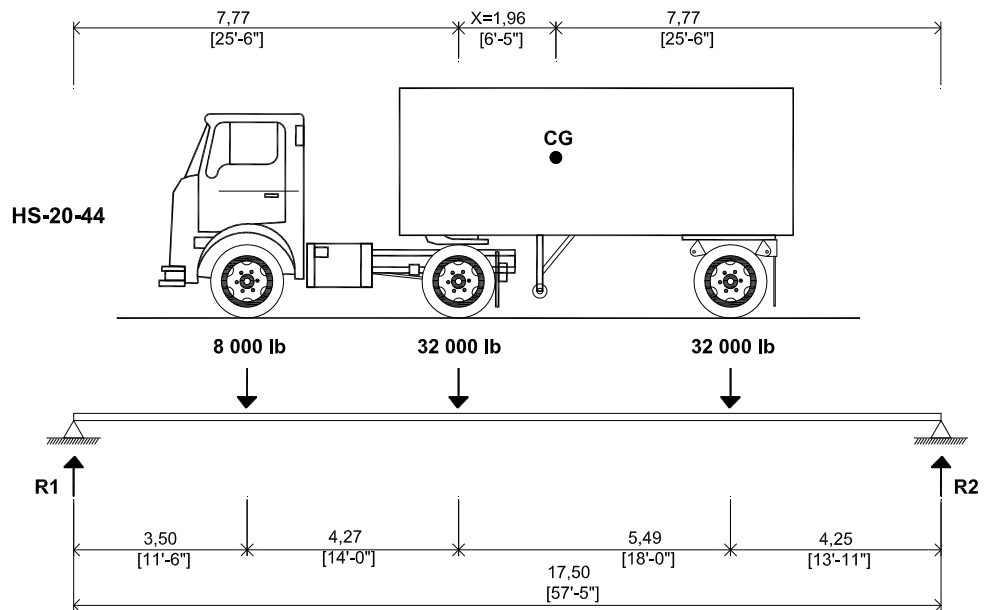
$$X_{CG} = ((P3 \times d2) - (P1 \times d1)) / (P1 + P2 + P3)$$

$$X_{CG} = \boxed{6,44} \text{ pies} \quad \boxed{1,96427} \text{ m}$$

$$a = (L - X_{cg}) / 2$$

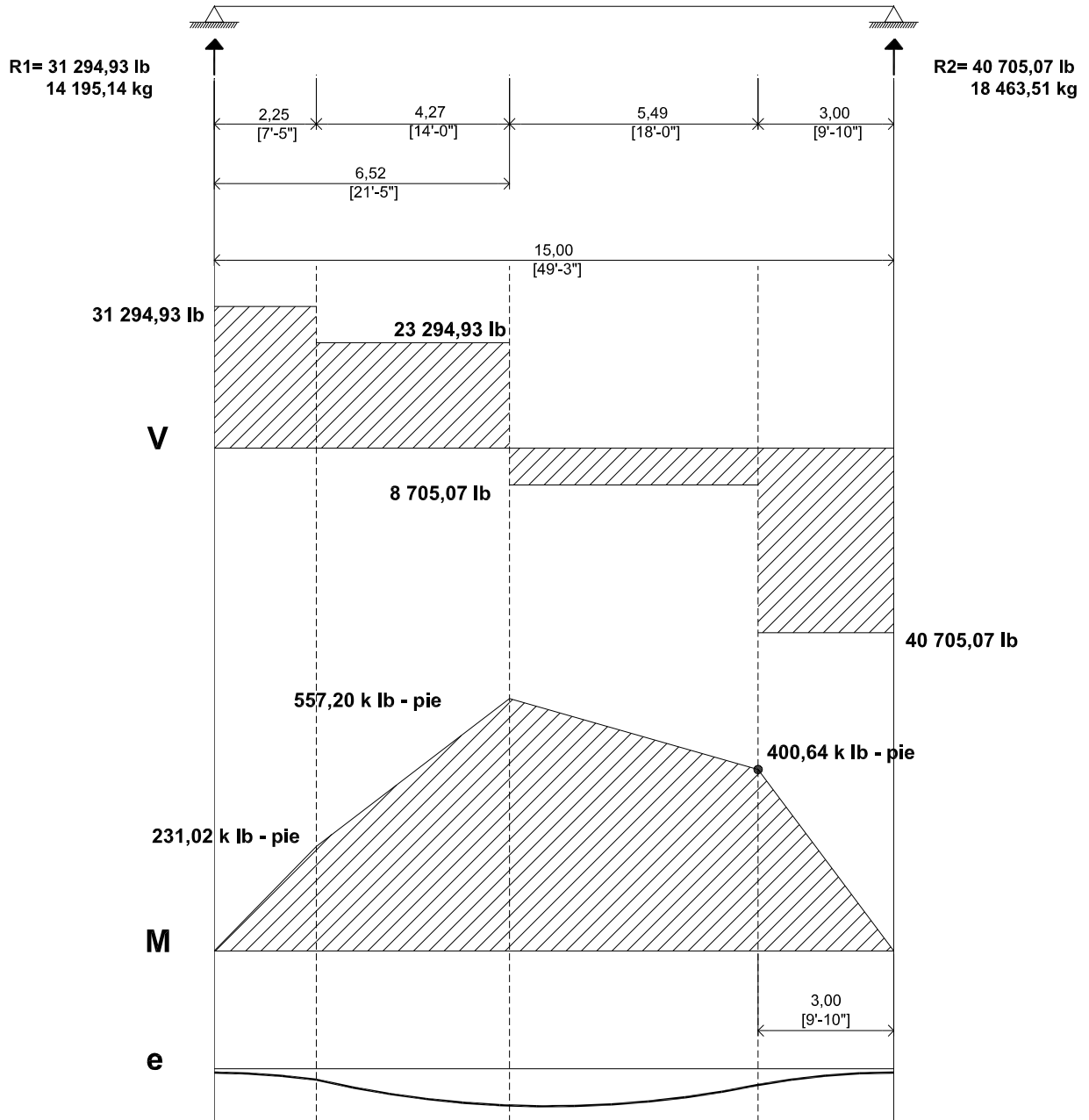
$$a = \boxed{21,38} \text{ pies} \quad \boxed{6,518} \text{ m}$$

Figura 48. Geometría final del centro de gravedad



Teniendo la geometría final se procede a calcular el momento máximo por las cargas HS-20.

Figura 49. Diagrama de corte y momentos para viga central



Del diagrama anterior, el momento máximo por carga viva será:

$$MCV_1 = \boxed{557\,205,96}\text{ lb-pie} = \boxed{77\,036,42}\text{ kg-m}$$

5.3.5.3. Factor de impacto

El factor de impacto está dado por:

$$I = 15,24 / (L + 38)$$

$$L = 15,00 \text{ LONGITUD TOTAL DEL PUENTE}$$

$$I = 0,29 < 0,30$$

Debido a que el factor de impacto calculado es menor a 0,30, se utilizará el valor de 0,29 para todos los chequeos donde se incluya el impacto.

5.3.5.4. Fuerza de frenado

La fuerza de frenado está dada por:

FUERZA DE FRENADO

$$P1 = 32\,000,00 \text{ lb}$$
$$L = 6,00 \text{ pie}$$

Eje más pesado HS-20
Altura por especificación AASHTO

$$Ff = 0,05 \times P1 \times L$$

$$Ff = 9\,600,00 \text{ lb-pie}$$

$$1\,327,25 \text{ kg-m}$$

5.3.5.5. Factor de distribución

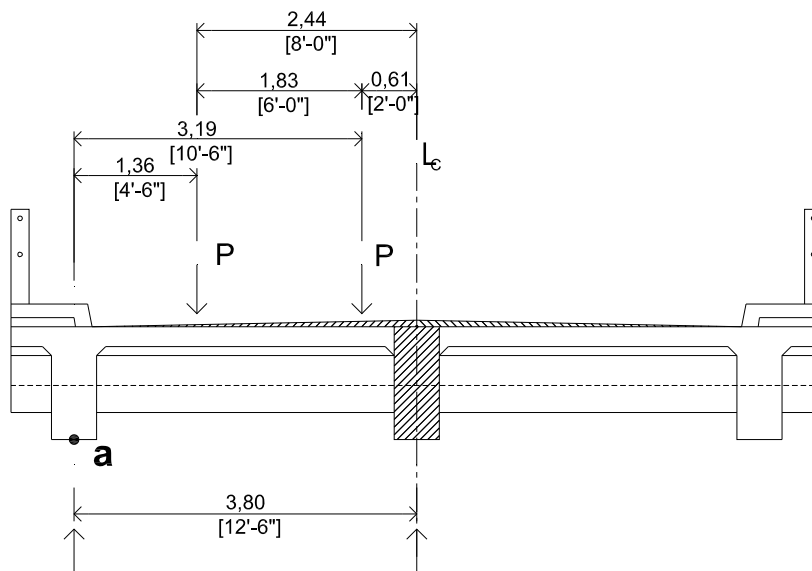
El factor de distribución FD se interpreta como la proporción de la carga viva que absorbe cada viga (AASHTO capítulo 3.23.1), este factor deberá multiplicarse por 2, porque el puente en diseño tiene doble vía. Primero se debe aplicar el concepto:

$$\text{Puente 1 vía} = S / 6,5 \quad \text{si, } S < 6'$$

$$\text{Puente 2 vías} = S / 6,0 \quad \text{si, } S < 10'$$

Debido a que S, es el espaciamiento a ejes entre vigas y para este análisis S es 3,75 metros, (12,30 pies) no aplica el criterio anterior. Se debe recurrir a la geometría, el factor de distribución se aplica cuando un camión de cargas HS-20, coloca una llanta a una distancia de 2 pies del eje o línea central:

Figura 50. Factor de distribución para viga central



Para encontrar el factor de distribución, se calcula el momento respecto al punto a:

$$\sum M_a = 0 (+)$$

$$3,75 \times R_2 = 1,36 \times P + 3,19 \times P$$

$$R_2 = ((1,36 + 3,19) \times P) / 3,75$$

$$R_2 = 1,19 P$$

$$FD = 1,19,$$

Para un carril

$$FD = 1,19 \times 2 = 2,37$$

Para dos carriles

El momento final por carga viva está dado por:

$$M_{cv} = M_{cv1} + M_{cv} \times l + FF$$

Mcv1 =	77 036,42	kg- m		
ff =	1 327,25	kg- m		
Mcv total =	78 363,67	kg- m		
l =	0,29			
Mcv x l =	22 725,46	kg- m		
			MCV=	101 089,13 kg- m
			FD =	2,37

$$M_{CV} = M_{cv} \times FD$$

$$M_{CV} = 239 581,24 \text{ kg- m}$$

5.3.5.6. Integración de cargas

Para la integración de cargas últimas se tiene:

$$M_u = 1,3(M_{cm} + 5/3((M_{cv} + ff) + (M_{cv} + ff) \times l))$$

$$M_u = 1,3(M_{CM} + 5/3(M_{CV}))$$

$$M_{CM} = 124 129,97 \text{ kg- m}$$

$$M_{CV} = 239 581,24 \text{ kg- m}$$

$$M_u = 680 461,65 \text{ kg- m}$$

5.3.5.7. Acero de refuerzo para vigas

Para el cálculo del refuerzo para vigas, se utilizará el esfuerzo máximo del concreto, con los datos siguientes:

CÁLCULO DEL REFUERZO CAMA INFERIOR

Mu=	680 461,65	kg- m	
f'c =	281,00	kg/cm ²	4 000 psi
Fy =	4 200,00	kg/cm ²	60 000 psi, grado 60

$$\begin{array}{l}
 t \text{ losa} = 20,00 \text{ cm} \\
 b = 60,00 \text{ cm} \\
 d = 146,00 \text{ cm} \\
 \text{RECUB.} = 4,00 \\
 \rho_{\text{mín}} = 0,0034 \\
 \rho_{\text{bal}} = 0,0286 \\
 \rho_{\text{máx}} = 0,0143 \text{ ÁREA SÍSMICA} \\
 \text{Asmín} = 29,41 \text{ cm}^2 \\
 \text{Asbal} = 250,61 \text{ cm}^2 \\
 \text{Asmáx} = 125,31 \text{ cm}^2
 \end{array}$$

$$\text{As} = \frac{((bxd) - \sqrt{((bxd)^2 - ((Mu \times b) / (0,003828 \times f'c))})}{0,85 \times f'c / F_y}$$

$$\text{As} = 144,16 \text{ cm}^2$$

Asmín <	As <	Asmáx
Asmín	As	Asmáx
29,41	144,16	125,31

Tabla XIX. Cálculo del refuerzo a tensión, para viga central

VARILLAS DE ACERO				
No. varilla	CANT.	ÁREA	TOTAL	DIF
2	1	0,320	0,32	-143,84
3	1	0,710	0,71	-143,45
4	1	1,290	1,29	-142,87
5	1	2,000	2,00	-142,16
6	1	2,840	2,84	-141,32
7	1	3,870	3,87	-140,29
8	1	5,100	5,10	-139,06
9	1	6,450	6,45	-137,71
10	18	8,190	147,42	3,26
11	1	10,060	10,06	-134,10
12	1	11,400	11,40	-132,76

CANT. VAR No.

También se debe calcular el refuerzo a compresión de la viga, el cual se refuerza por sismo, a 33% del acero a tensión utilizado (144,16 cm²), el cual debe ser mayor que el acero de refuerzo mínimo (29,41 cm²), el refuerzo será:

$$\text{As}(+) = 144,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{POR SISMO 33\% As+} \\
 \text{AsCOMP} = 47,57 \text{ cm}^2 > \text{As mín} = 29,41 \text{ cm}^2$$

Tabla XX. Cálculo del refuerzo a compresión, para viga central

REFUERZO A UTILIZAR= cm²

VARILLAS DE ACERO				
No.	CANT.	ÁREA	TOTAL	DIF
2	1	0,320	0,32	-47,25
3	1	0,710	0,71	-46,86
4	1	1,290	1,29	-46,28
5	1	2,000	2,00	-45,57
6	1	2,840	2,84	-44,73
7	1	3,870	3,87	-43,70
8	1	5,100	5,10	-42,47
9	1	6,450	6,45	-41,12
10	6	8,190	49,14	1,57
11	1	10,060	10,06	-37,51
12	1	11,400	11,40	-36,17

CANT. VAR

No.

Deberá calcularse refuerzo adicional, para el cual se recomienda un refuerzo de 0,25 pulg² por pie de alto (5,29 cm² por metro de alto)

L viga= m

Ra= 5,29 x Lviga

Ra= cm²

Tabla XXI. Cálculo del refuerzo adicional para viga central

REFUERZO A UTILIZAR= cm²

VARILLAS DE ACERO				
No.	CANT.	ÁREA	TOTAL	DIF
2	1	0,320	0,32	-7,62
3	1	0,710	0,71	-7,23
4	1	1,290	1,29	-6,65
5	4	2,000	8,00	0,06
6	1	2,840	2,84	-5,10
7	1	3,870	3,87	-4,07

CANT. VAR

No.

5.3.5.8. Comprobación del corte último

Para el cálculo del refuerzo por corte, es necesario calcular 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. El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por:

Wcm =	4 065,75	kg/m	V CM MÁX=	(Wcm x L / 2) + (2xP1 + 2xP2)/2
L =	15,00	m	V CM MÁX=	34 802,33 kg
P1 =	2 608,20	kg		
P2 =	1 701,00	kg		

Debe calcularse el esfuerzo cortante debido a la carga viva, el cual se calcula sacando la reacción de la siguiente geometría:

Figura 51. Diagrama de carga para el cálculo del corte en viga central

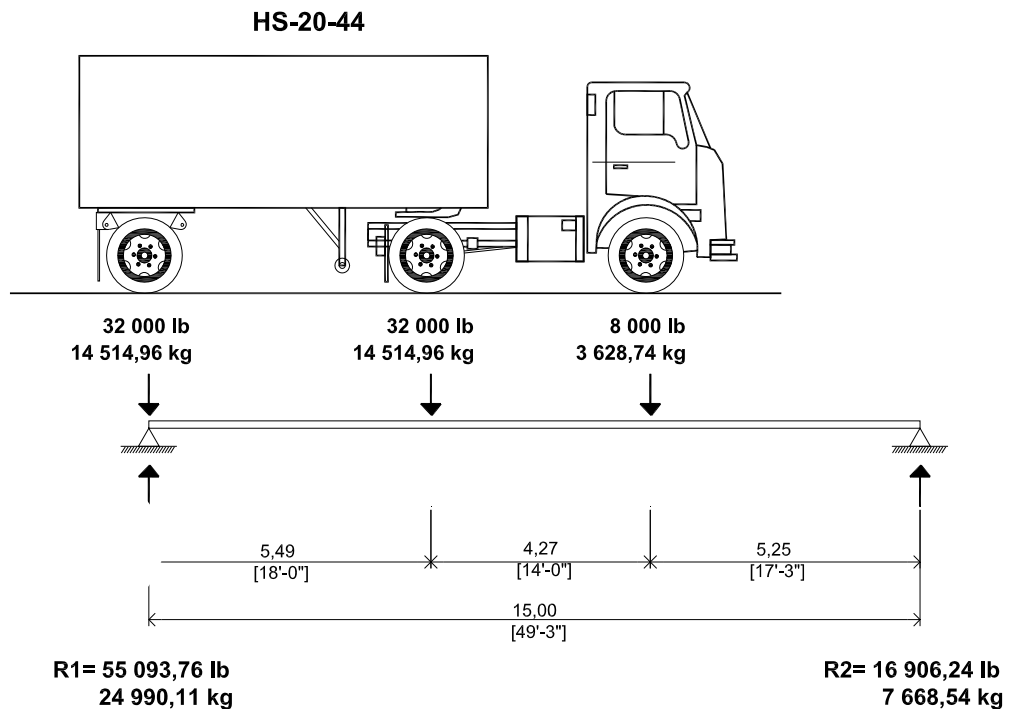
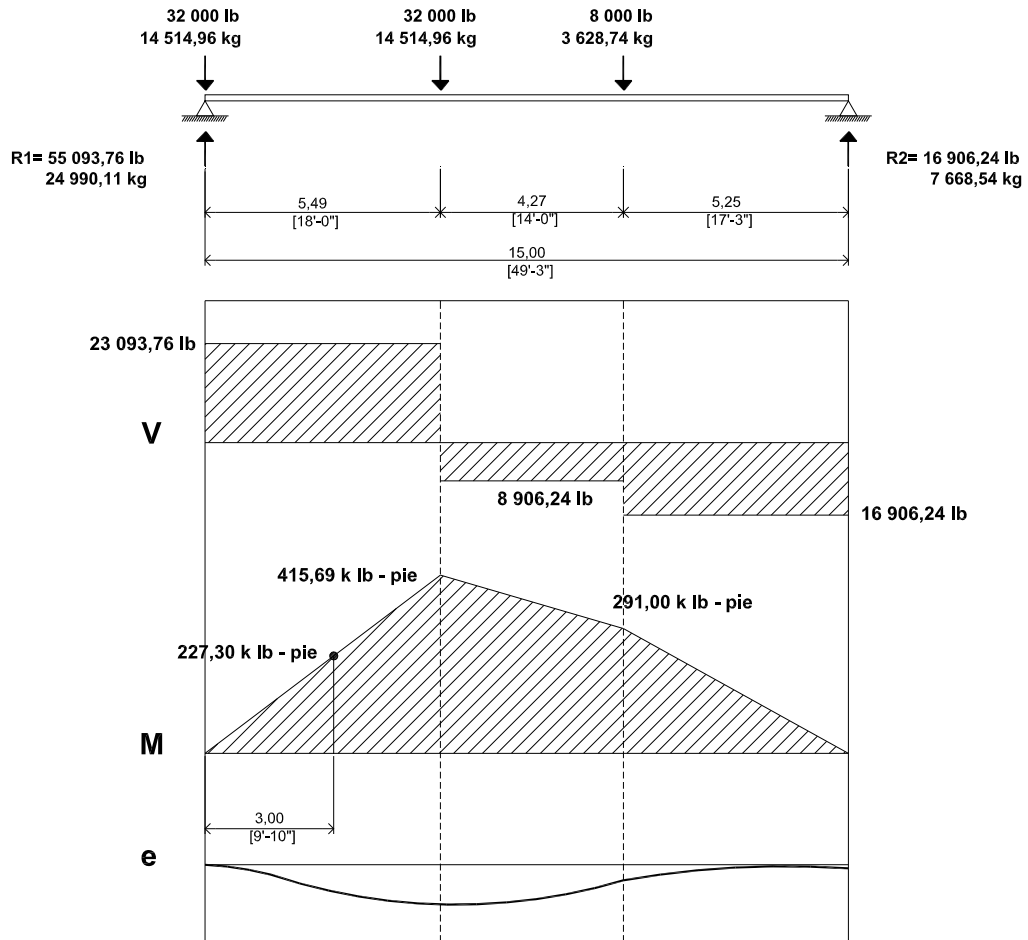


Figura 52. Diagrama de corte y momento para el cálculo del corte en viga central



El dato de cortante máximo corresponde a la reacción encontrada R1= 24 990,11 kg. Este valor se debe multiplicar por el factor de impacto:

$$V_{\text{máx}} = 24\,990,11 \text{ kg}$$

$$I = 0,29$$

$$V_{\text{máx}} \times I = 7\,247,13 \text{ kg}$$

$$V_{\text{tot}} = 32\,237,24 \text{ kg}$$

El cortante último está dado por:

$$V_{\text{máx}} (\text{CM}) = 34\,802,33 \text{ kg}$$

$$V_{\text{máx}} (\text{CV} + I) = 32\,237,24 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ máx} = 1,3 (V_{\text{cm}} + 5/3 (V_{\text{cv}} + V_{\text{cv}} \times I))$$

$$V_u \text{ máx} = 115\,090,38 \text{ kg}$$

De la mano se deben calcular los esfuerzos cortantes a 3 metros del apoyo y al centro de la luz para llegar a:

$$V_{CM\ 3} = 21\ 754,58 \text{ kg} \quad \text{A TRES METROS DEL APOYO}$$

$$V_{CM\ 7.5} = 0,00 \text{ kg} \quad \text{AL CENTRO DEL CLARO}$$

$$V_{CV\ 3} = 40\ 693,76 \text{ lb} \quad 18\ 458,38 \text{ kg} \quad \text{A TRES METROS DEL APOYO}$$

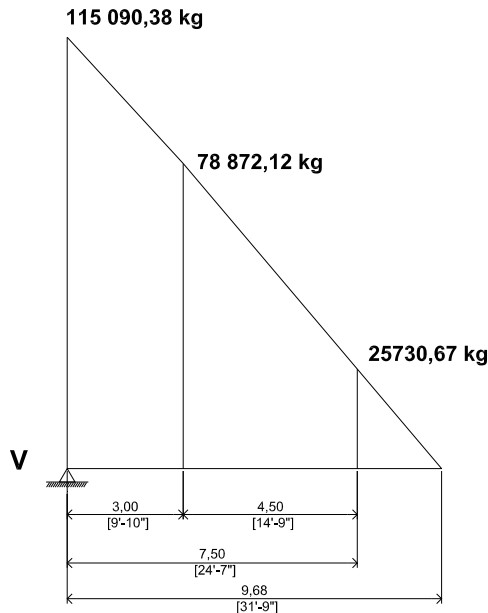
$$V_{CV\ 7.5} = 20\ 295,68 \text{ lb} \quad 9\ 205,97 \text{ kg} \quad \text{AL CENTRO DEL CLARO}$$

Cortantes últimos a tres metros del apoyo y al centro de la luz:

$$V_{CV\ 3} = 79\ 872,12 \text{ kg} \quad \text{A TRES METROS DEL APOYO}$$

$$V_{CV\ CC} = 25\ 730,67 \text{ kg} \quad \text{AL CENTRO DEL CLARO}$$

Figura 53. Diagrama de corte para diseño de viga central



Para el cálculo del refuerzo, se obtiene el esfuerzo cortante absorbido por el concreto ϕV_c y el esfuerzo a una distancia d , del apoyo de la viga V_{ud} , para ello se tienen los siguientes datos:

CÁLCULO DEL REFUERZO

$$L \text{ máx} = 9,66 \text{ m}$$

$$\emptyset V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d$$

$$L \text{ máx} = 9,66 \text{ m}$$

$$f_c = 281,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4\,200,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 60,00 \text{ cm}$$

$$d = 146,00 \text{ cm}$$

$$\emptyset V_c = 66\,153,38 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = (V_{umáx} (L_{máx} - (d / 100))) / L_{máx}$$

$$V_u \text{ máx} = 115\,090,38 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = 97\,695,77 \text{ kg}$$

El espaciamiento se calcula por la siguiente fórmula:

$$S = 0,85 \times F_y \times d \times A_v / \emptyset V_s$$

$$\emptyset V_s = \emptyset V_c - V_{ud}$$

$$S = 41,97 \text{ cm}$$

$$\emptyset V_s = 31\,542,38 \text{ kg}$$

Este espaciamiento se deja en función del área de la varilla a utilizar, el cual será:

$$A_{v\text{mín}} = 3,5 \times b \times S / F_y$$

$$A_{v\text{mín}} = 3,66 \text{ cm}^2$$

Lo que da como resultado estribos No. 5, el espaciamiento se calcula por:

$$V_u < \emptyset V_c$$

$$115\,090,38 < 66\,153,38$$

De acuerdo con lo anterior V_u , es mayor a $\emptyset V_c$, por lo que se debe analizar el espaciamiento de los estribos de la siguiente manera:

$$S = 73,00 \text{ cm} \quad d/2$$

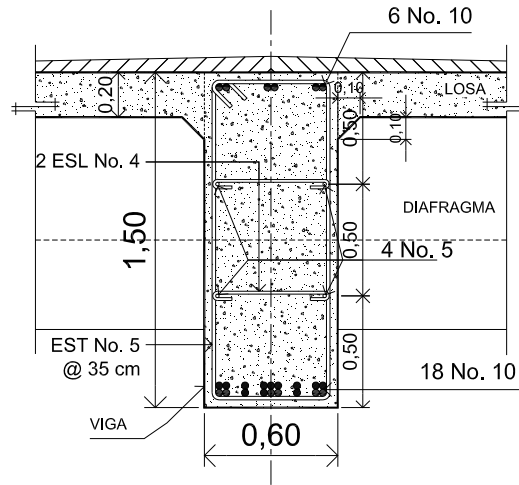
$$S = 41,97 \text{ cm} \quad s, \text{ fórmula}$$

$$S = 37,50 \text{ cm} \quad \text{CRITERIO } d/4$$

ARMADO FINAL

REFUERZO A TENSIÓN=	18 No.	10	+
REFUERZO COMPRESIÓN=	6 No.	10	+
REFUERZO LATERAL O ESBELTEZ=	4 No.	5	+
REFUERZO ESTRIBOS=	No.	5	@ 35 cm

Figura 54. Esquema de armado viga central



5.3.6. Diseño para las vigas exteriores

El procedimiento para el cálculo de las vigas exteriores es similar al de la viga central (capítulo 5.3.5), deben tomarse los mismos requisitos, para ello se tienen:

5.3.6.1. Momentos por carga muerta

La integración de cargas para viga exterior será:

	Wc	t	b	CARGA DIST.
PESO DE LOSA=	2 400,00	0,20	2,63	1 262,40 kg/m
PESO ASFALTO=	2 100,00	0,05	1,73	181,65 kg/m
PESO DE LA VIGA=	2 400,00	1,50	0,60	2 160,00 kg/m
PESO DE LA ACERA=	2 400,00	0,15	0,85	306,00 kg/m
TOTAL...				3 910,05 kg/m

	Wc	t	b	l	P
FUERZA P1=	2 400,00	0,30	1,15	2,02	1 672,56 kg
FUERZA P2=	2 400,00	0,30	0,75	2,02	1 090,80 kg

L1= 15,00 LONGITUD TOTAL DEL PUENTE

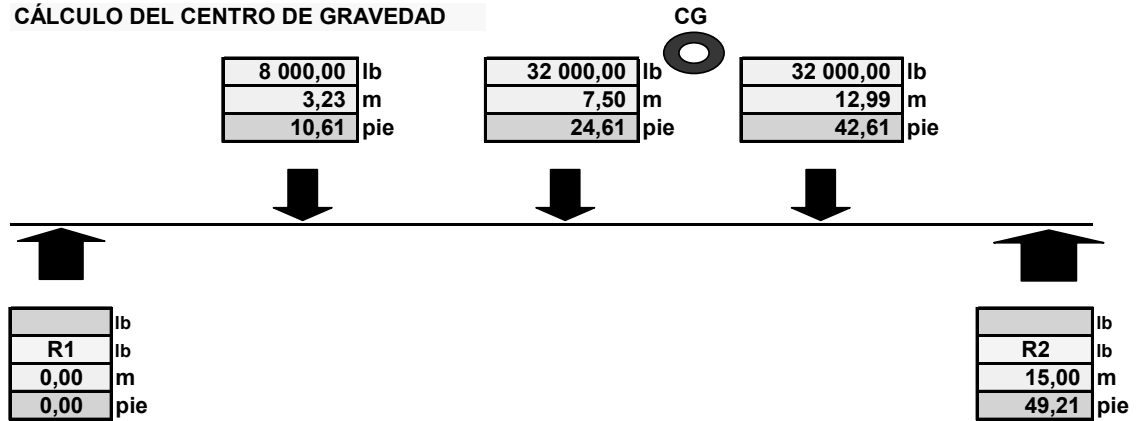
MCM1= 109 970,16 kg-m $WL^2/8$ MCM1= 6 272,10 kg-m $PL/4$

M TOTAL CM= 116 242,26 kg-m

5.3.6.2. Momentos por carga viva

Para la distribución de sobrecarga, es la misma calculada para la viga central:

CÁLCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD

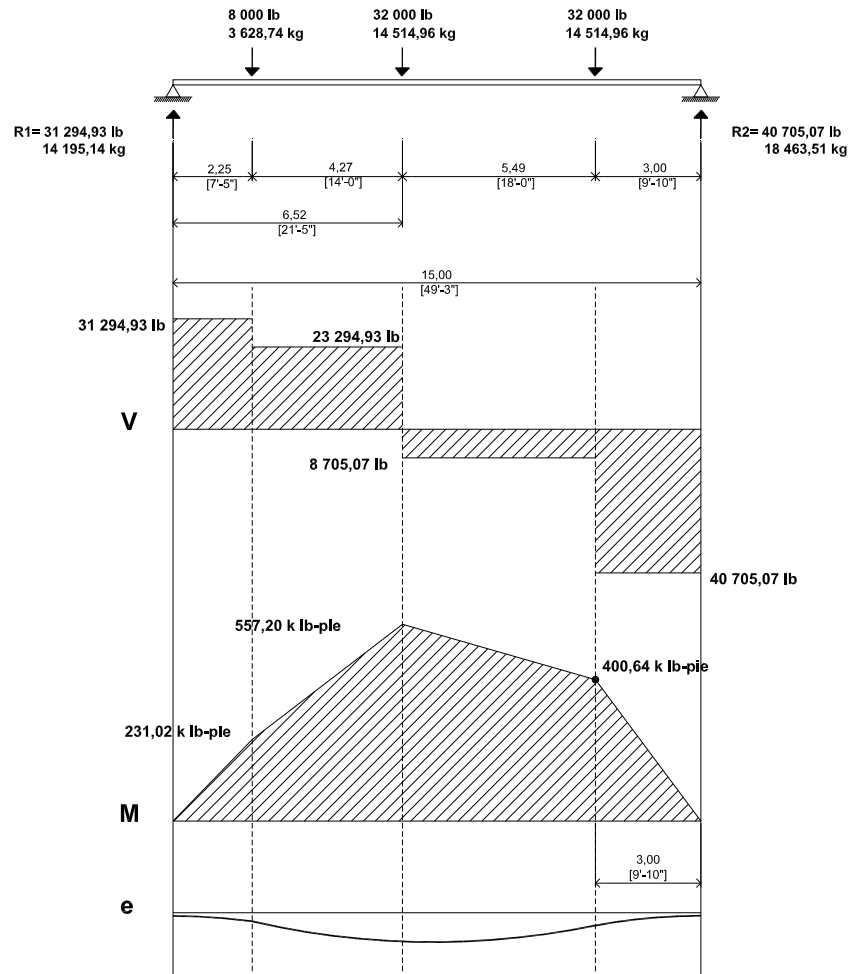


CENTRO DE GRAVEDAD

X CG= **6,44** pies **1,964** m

a= **21,38** pies **6,518** m

Figura 55. Diagrama de corte y momentos para viga exterior, posición con relación al centro de gravedad



MOMENTOS FINALES

$$MCV1 = \boxed{557\,205,96} \text{ lb-pie} = \boxed{77\,036,42} \text{ kg-m}$$

5.3.6.3. Factor de impacto

Será el mismo que el calculado para la viga central:

FACTOR DE IMPACTO

$$I = \boxed{0,29} < \boxed{0,30}$$

5.3.6.4. Fuerza de frenado

FUERZA DE FRENADO

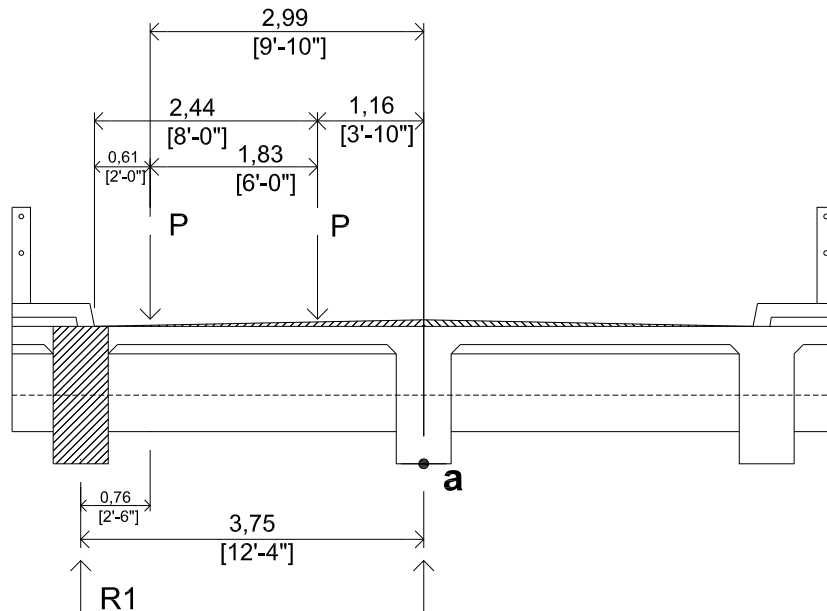
$$\begin{aligned} \text{CARGA C} &= 32\,000,00 \text{ lb} \\ \text{ANCHO C} &= 6,00 \text{ pie} \end{aligned}$$

$$F_f = 9\,600,00 \text{ lb-pie} \quad 1\,327,25 \text{ kg- m}$$

5.3.6.5. Factor de distribución

El factor de distribución se calcula colocando a 2' de distancia de la línea central de la viga, el eje trasero de la carga de camión HS-20, para este análisis, se colocará a 2'-6" (0,76 m), debido a que el borde exterior del inicio de la banqueta no coincide con el eje central de la viga:

Figura 56. Factor de distribución para viga exterior



Para encontrar el factor de distribución, se calcula el momento respecto al punto a:

$$\sum M a = 0 (+)$$

$$3,75 \times R1 = 2,99 \times P + 1,16 \times P$$

$$R2 = ((2,99 + 1,16) \times P) / 3,75$$

$$R2 = 1,11 P$$

FD = 1,11, Para un carril

El momento final por carga viva está dado por:

$$M_{cv} = M_{cv1} + M_{cv} \times l + FF$$

$$M_f = 78\,363,67 \text{ kg- m} \quad M_f \times l = 22\,725,46 \text{ kg- m}$$

$$l = 0,29$$

$$\text{Total} = 101\,089,13 \text{ kg- m}$$

$$FD = 1,11$$

$$M_f = 112\,208,94 \text{ kg- m}$$

5.3.6.6. Integración de cargas

Para calcular el momento máximo se tiene:

$$M_u = 1,3(M_{cm} + 5/3((M_{cv} + ff) + (M_{cv} + f f) \times l))$$

$$M_u = 1,3(M_{CM} + 5/3(M_{CV}))$$

MOMENTOS ÚLTIMOS

$$M_u = 394\,234,30 \text{ kg-m}$$

5.3.6.7. Acero de refuerzo para vigas

Será con los datos siguientes:

t losa=	20,00	cm			
b=	60,00	cm			
d=	115,00	cm			
			REC. =	35,00	
$\rho_{\text{mín}}$ =	0,0034		Asmín=	23,16	cm ²
ρ_{bal} =	0,0286		Asbal=	197,40	cm ²
$\rho_{\text{máx}}$ =	0,0143	ÁREA SÍSMICA	Asmáx=	98,70	cm ²
			As (+) =	104,64	cm ²
			Asmín <	As <	Asmáx
			Asmín	As	Asmáx
			23,16	104,64	98,70

De acuerdo con el resultado se debe tomar $As = 104,64 \text{ cm}^2$, lo que da como resultado 13 varillas No. 10. También se debe calcular el refuerzo a compresión de la viga, el cual se refuerza por sismo, a 33% del acero a tensión utilizado ($104,64 \text{ cm}^2$), el cual debe ser mayor que el acero de refuerzo mínimo ($23,16 \text{ cm}^2$), el refuerzo será:

$$As (+) = 104,64 \text{ cm}^2$$

$$AsCOMP = 34,53 > Asmín = 23,16$$

Al comparar el acero de refuerzo a compresión, se tiene $Ascomp = 34,53 \text{ cm}^2$, lo que da como resultado 5 varillas No. 10. Deberá calcularse refuerzo adicional, para el cual se recomienda un refuerzo de 0,25 pulgadas cuadradas por pie de alto ($5,29 \text{ cm}^2$ por metro de alto)

$$L \text{ viga} = 1,50 \text{ m} \quad Ra = 5,29 \times L \text{ viga}$$

$$Ra = 7,94 \text{ cm}^2$$

El dato del refuerzo adicional, $Ra = 7,94 \text{ cm}^2$, lo que equivale a 4 No. 5.

5.3.6.8. Comprobación del corte

Para la comprobación del corte deberá considerar los aspectos vistos en el capítulo 5.3.5.8, el esfuerzo cortante máximo en los apoyos, se calcula por:

Wcm =	3 910,05	kg/m
L =	15,00	m
P1 =	1 672,56	kg
P2 =	1 090,80	kg

$$V \text{ CM máx} = (W_{cm} \times L / 2) + (2 \times P1 + 2 \times P2) / 2$$

$$V \text{ CM máx} = \boxed{32\ 088,74} \text{ kg}$$

Debe calcularse el esfuerzo cortante debido a la carga viva, el cual se calcula sacando la reacción de la siguiente geometría:

Figura 57. Diagrama de carga para el cálculo del corte en viga central

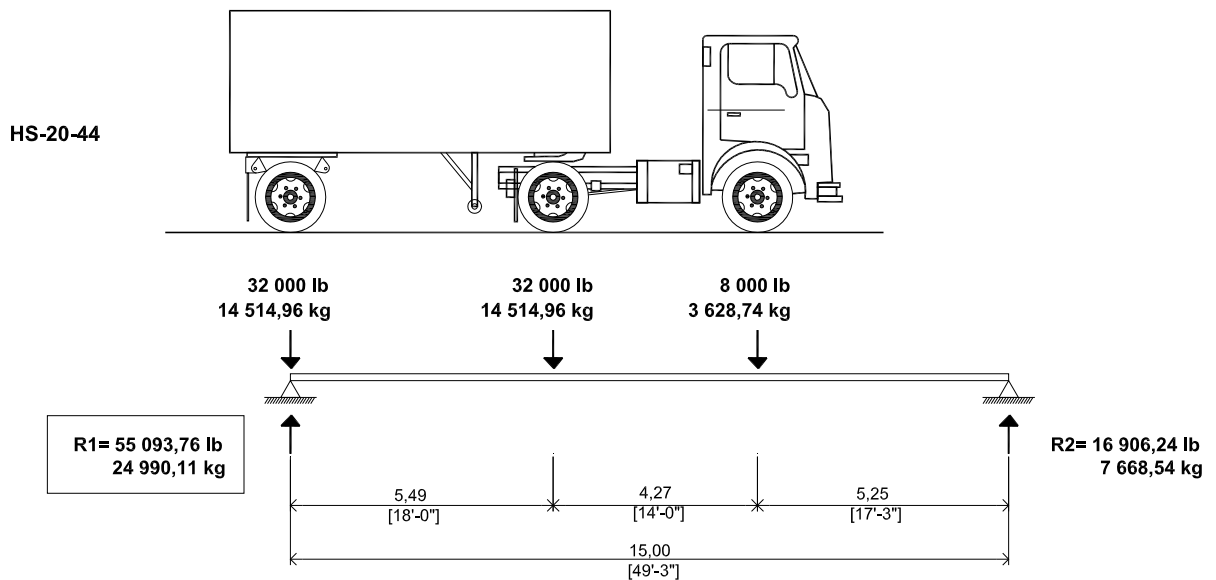
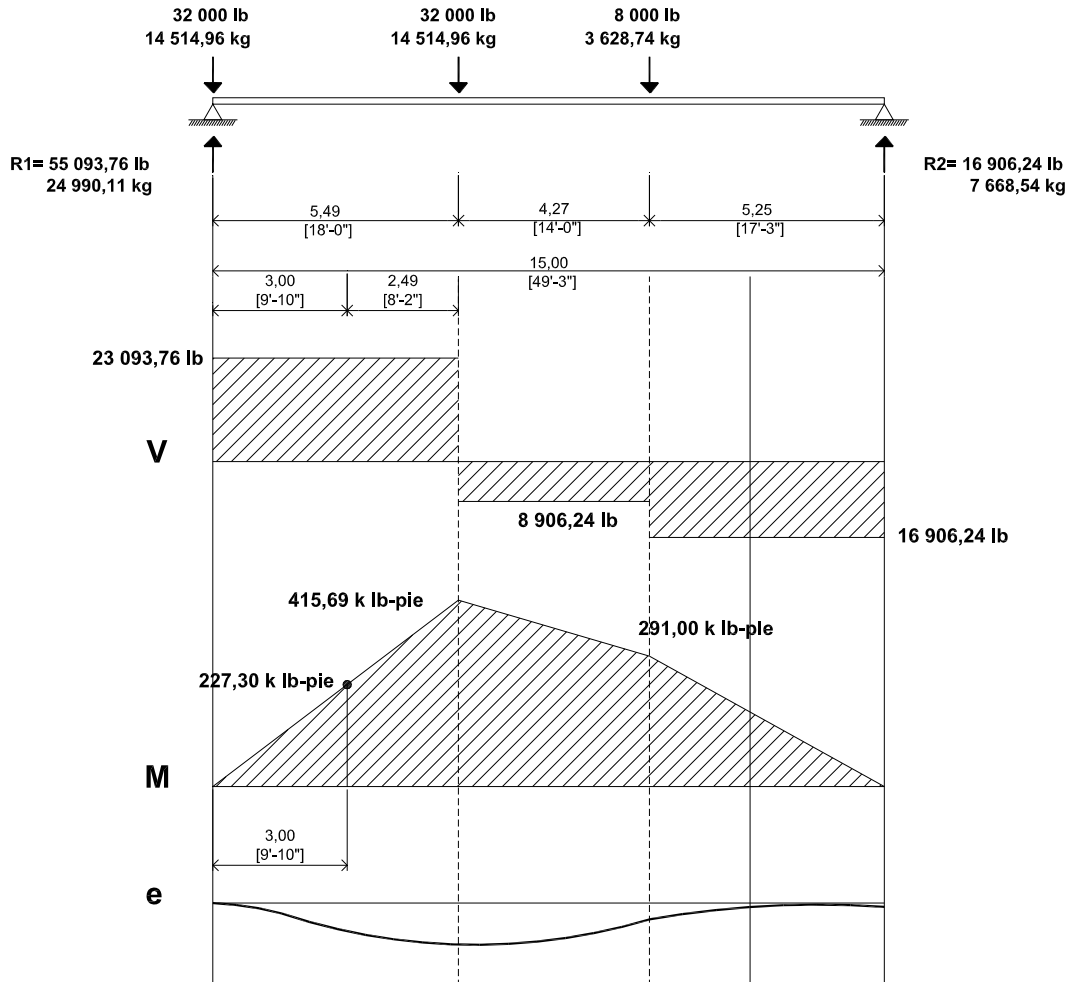


Figura 58. Diagrama para el cálculo del corte en viga central



El dato de cortante máximo corresponde a la reacción encontrada R1= 24,990.11 kg. Este valor se debe multiplicar por el factor de impacto:

$$\begin{aligned}
 V_{\text{máx}} &= \boxed{24\,990,11} \text{ kg} \\
 I &= \boxed{0,29} \\
 V_{\text{máx}} \times I &= \boxed{7\,247,13} \text{ kg} \\
 V_{\text{tot}} &= \boxed{32\,237,24} \text{ kg}
 \end{aligned}$$

El cortante último está dado por:

$$V_u \text{ máx} = \boxed{111\,562,71} \text{ kg}$$

De la mano se deben calcular los esfuerzos cortantes a 3 metros del apoyo y al centro de la luz para llegar a:

$$V_{CM\ 3} = 19\ 813,19 \text{ kg} \quad \text{A TRES METROS DEL APOYO}$$

$$V_{CM\ 7.5} = 0,00 \text{ kg} \quad \text{AL CENTRO DEL CLARO}$$

$$V_{CM\ 3} = 40\ 693,76 \text{ lb} \quad 18\ 458,38 \text{ kg} \quad \text{A TRES METROS DEL APOYO}$$

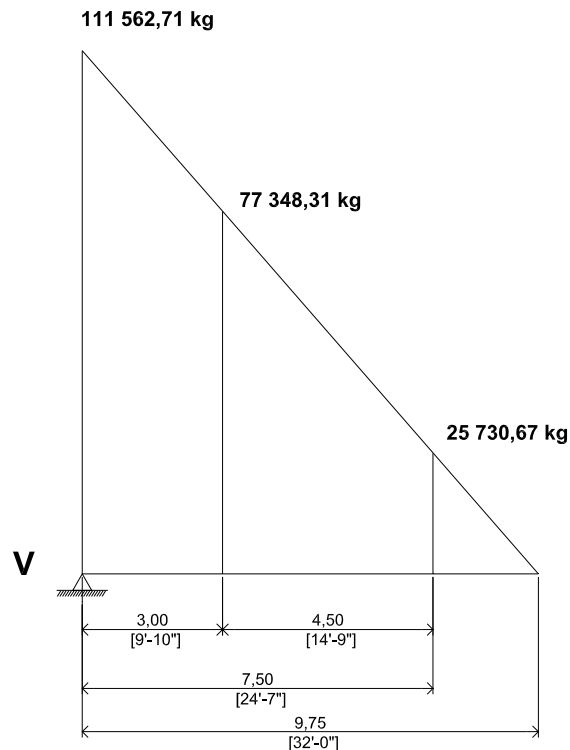
$$V_{CM\ 7.5} = 20\ 295,68 \text{ lb} \quad 9\ 205,97 \text{ kg} \quad \text{AL CENTRO DEL CLARO}$$

Cortantes últimos a tres metros del apoyo y al centro de la luz:

$$V_{CM\ 3} = 77\ 348,31 \text{ kg} \quad \text{A TRES METROS DEL APOYO}$$

$$V_{CM\ CC} = 25\ 730,67 \text{ kg} \quad \text{AL CENTRO DEL CLARO}$$

Figura 59. Diagrama de corte para diseño de viga exterior



Para el cálculo del refuerzo, se obtiene el esfuerzo cortante absorbido por el concreto $\emptyset V_c$ y el esfuerzo a una distancia d , del apoyo de la viga V_{ud} , para ello se tienen los siguientes datos:

$L_{\text{máx}} =$	9,75	m	$\emptyset V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$
$f'_c =$	281,00	kg/cm ²	$\emptyset V_c =$ 52 107,12 kg
$F_y =$	4 200,00	kg/cm ²	$V_{ud} = (V_{\text{máx}} (L_{\text{máx}} - (d / 100))) / L_{\text{máx}}$
$b =$	60,00	cm	$V_{ud} =$ 98 401,80 kg
$d =$	146,00	cm	
$V_u \text{ máx} =$	111 562,71	kg	

El espaciamiento se calcula por la siguiente fórmula:

$$S = 0,85 \times F_y \times d \times A_v / \emptyset V_s$$

$$\emptyset V_s = \emptyset V_c - V_{ud}$$

$$\emptyset V_s = \mathbf{46 294,68} \text{ kg}$$

$$S = \mathbf{22,53} \text{ cm}$$

Este espaciamiento se deja en función del área de la varilla a utilizar, el cual será:

$$A_{v\text{mín}} = 3,5 \times b \times S / F_y$$

$$A_{v\text{mín}} = \mathbf{3,66} \text{ cm}^2$$

Lo que da como resultado estribos No. 5, el espaciamiento se calcula por:

V_u	<	$\emptyset V_c$
111 562,71		52 107,12

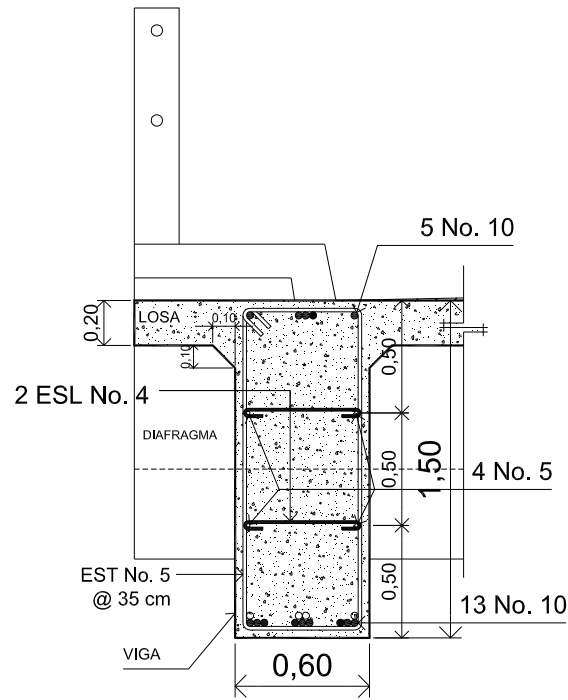
De acuerdo con lo anterior V_u , es mayor a $\emptyset V_c$, por lo que se debe analizar el espaciamiento de los estribos de la siguiente manera:

$S =$	57,50	cm	$d/2$
	22,53	cm	s, fórmula
	37,50	cm	CRITERIO $d/4$

ARMADO FINAL

REFUERZO A TENSIÓN=	13	No.	10	+	
REFUERZO COMPRESIÓN=	5	No.	10	+	
REFUERZO LATERAL O ESBELTEZ=	4	No.	5	+	
REFUERZO ESTRIBOS=		No.	5	@	35 cm

Figura 60. Esquema de armado viga exterior



5.3.7. Diseño de vigas secundarias (diafragmas)

Debido a que los diafragmas no están diseñados para soportar carga proveniente de la losa, los diafragmas se refuerzan con el área de acero mínimo. También se debe colocar $0,25 \text{ pulgada}^2$ de acero por pie de alto de la viga. Los diafragmas externos transmiten su propio peso a los apoyos y los diafragmas interiores transmiten su carga proporcionalmente a las vigas como cargas puntuales.

Los diafragmas sirven para transmitir cargas de la losa a las vigas principales, además rigidizan el sistema ante cargas laterales, se deben utilizar para luces mayores a 12 metros y se recomienda la colocación de diafragmas intermedios en el punto máximo de momento positivo según AASHTO capítulo 8.1.2.

5.3.7.1. Dimensionamiento de diafragmas

De acuerdo con las especificaciones de la AASHTO, los diafragmas exteriores deben tener una altura de 0,5 de la altura de la viga principal y los diafragmas interiores una altura de 0,75 de la altura de la viga central, en ambos casos los diafragmas no tendrán menos de 50 centímetros de peralte. El ancho de los diafragmas generalmente es de 30 centímetros.

DIMENSIONES VIGA PRINCIPAL

$$h = \boxed{1,50} \text{ m}$$
$$b = \boxed{0,60} \text{ m}$$

Para el diafragma interior:

CRITERIO		UTILIZAR	
	$\boxed{0,75}$		
h=	$\boxed{1,13} \text{ m}$	h=	$\boxed{115} \text{ cm}$
b=	$\boxed{0,45} \text{ m}$	b=	$\boxed{30} \text{ cm}$

Diafragma exterior:

CRITERIO		UTILIZAR	
	$\boxed{0,50}$		
h=	$\boxed{0,75} \text{ m}$	h=	$\boxed{75} \text{ cm}$
b=	$\boxed{0,30} \text{ m}$	b=	$\boxed{30} \text{ cm}$

5.3.7.2. Diseño de diafragmas interiores

Para el refuerzo de diafragma interiores se debe tomar para el refuerzo a tensión, de las fórmulas del ACI para el refuerzo mínimo, como se muestra a continuación:

$$A_{s\text{mín}} = 14,1 / (F_y) \times b \times d$$

$$A_{s\text{mín}} = \boxed{17,31} \text{ cm}^2$$

Tabla XXII. Cálculo del refuerzo a tensión, diafragma interior

REFUERZO A UTILIZAR= cm²

VARILLAS DE ACERO				
No.	CANT.	ÁREA	TOTAL	DIF
2	1	0,320	0,32	-16,99
3	1	0,710	0,71	-16,60
4	1	1,290	1,29	-16,02
5	1	2,000	2,00	-15,31
6	1	2,840	2,84	-14,47
7	1	3,870	3,87	-13,44
8	4	5,100	20,40	3,09
9	1	6,450	6,45	-10,86
10	1	8,190	8,19	-9,12

CANT. VAR No.

Para el refuerzo a compresión se debe utilizar el 33% del refuerzo a tensión utilizado:

$$As (+) = \frac{17,31}{33\%} \text{ cm}^2$$

$$As_{mín} = 5,71 \text{ cm}^2$$

Tabla XXIII. Cálculo del refuerzo a compresión, diafragma interior

REFUERZO A UTILIZAR= cm²

VARILLAS DE ACERO				
No.	CANT.	ÁREA	TOTAL	DIF
2	1	0,320	0,32	-5,39
3	1	0,710	0,71	-5,00
4	1	1,290	1,29	-4,42
5	3	2,000	6,00	0,29
6	1	2,840	2,84	-2,87
7	1	3,870	3,87	-1,84

CANT. VAR No.

Debe colocarse refuerzo adicional, el cual corresponde a 0,25 pulgada² por pie de alto, que equivale a 5,29 cm² por metros de alto del diafragma:

$$h = 1,15 \text{ m}$$

$$As_{ad} = 5,29 \times H_{viga}$$

$$As_{ad} = 6,08 \text{ cm}^2$$

Tabla XXIV. Cálculo del refuerzo adicional, diafragma interior

REFUERZO A UTILIZAR= **6,08** cm²

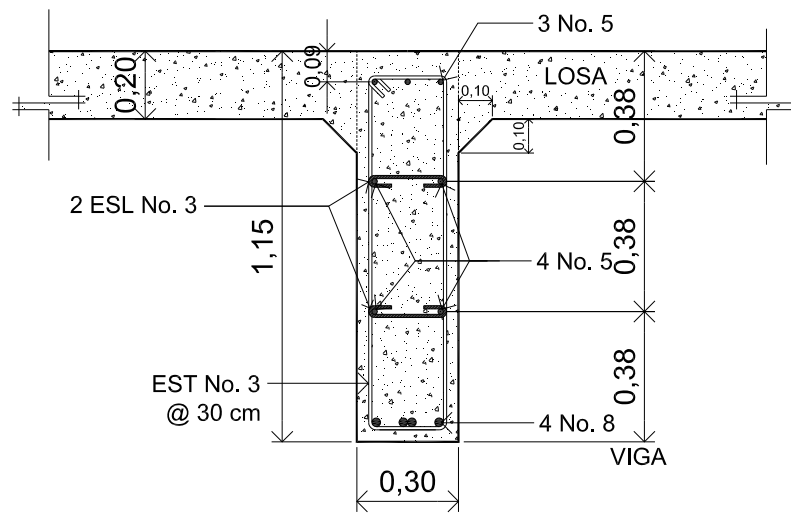
VARILLAS DE ACERO				
No.	CANT.	ÁREA	TOTAL	DIF
2	1	0,320	0,32	-5,76
3	1	0,710	0,71	-5,37
4	1	1,290	1,29	-4,79
5	4	2,000	8,00	1,92
6	1	2,840	2,84	-3,24
7	1	3,870	3,87	-2,21

CANT. VAR **4** No. **5**

Para el refuerzo por corte, se colocarán estribos No. 3, espaciados según el siguiente criterio:

$$S = \frac{55,00}{28,75} \text{ cm} \quad \begin{matrix} d/2 \\ d/4 \end{matrix} \quad + \quad \text{EST No.} = \mathbf{3} \quad @ \mathbf{30} \text{ cm}$$

Figura 61. Esquema de armado diafragma interior



5.3.7.3. Diseño de diafragmas exteriores

El procedimiento para calcular los diafragmas exteriores es el mismo que se utilizó para calcular los diafragmas interiores, para ello se tienen:

	CRITERIO	UTILIZAR
h=	0,50 m	75 cm
b=	0,30 m	30 cm

$$A_{s\text{mín}} = 14,1 / (F_y) \times b \times d$$

$$A_{s\text{mín}} = 11,29 \text{ cm}^2$$

El dato de 11,29 cm², da como resultado 3 varillas No. 8.

ACERO DE REFUERZO COMPRESIÓN

$$A_c = 11,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 3,73 \text{ cm}^2$$

El acero de refuerzo a compresión será 2 varillas No. 5, que cubren el área de 3,73 cm².

$$h = 1,15 \text{ m}$$

$$A_{s\text{ad}} = 5,29 \times H_{\text{viga}}$$

$$A_{s\text{ad}} = 3,97 \text{ cm}^2$$

Con el $A_s = 3,97$, queda 2 varillas No. 5.

Por último el armado final será:

ARMADO FINAL				
REFUERZO A TENSIÓN=	3	No.	8	+
REFUERZO A COMPRESIÓN =	2	No.	5	+
REFUERZO ADICIONAL=	2	No.	5	+
ESTRIBO No.=	3	@	20	cm

6. DISEÑO DE ESTRIBOS DE ENTRADA Y SALIDA

Los estribos de entrada y salida que se utilizarán serán del tipo de muro en voladizo, fundidos en sitio. Cada estribo estará construido 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.

6.1. Diseño de aleros

Los aleros tendrán un ancho de 0,25 metros, un largo de 1,50 metros y una altura de 3,00 metros, para que puedan dar un buen soporte al relleno del terraplén.

Figura 63. Dimensiones de aleros

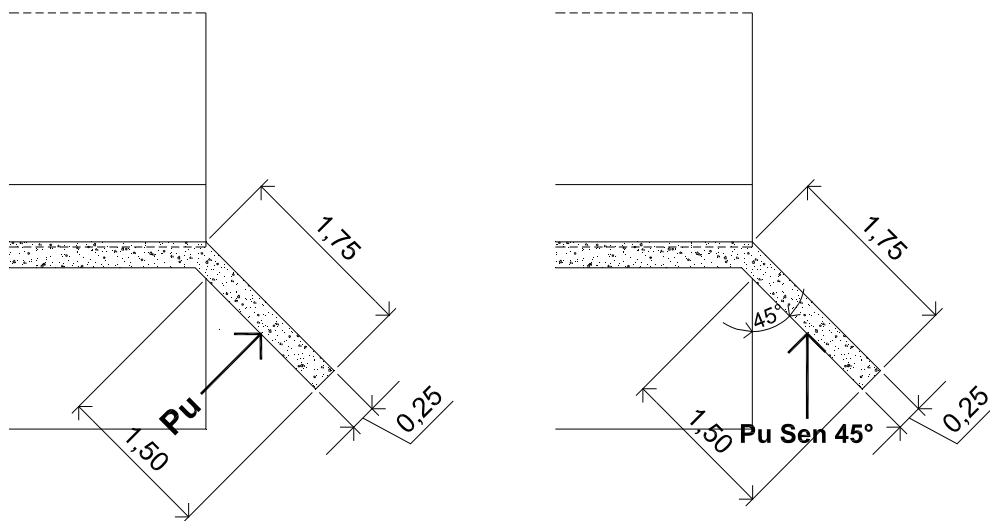
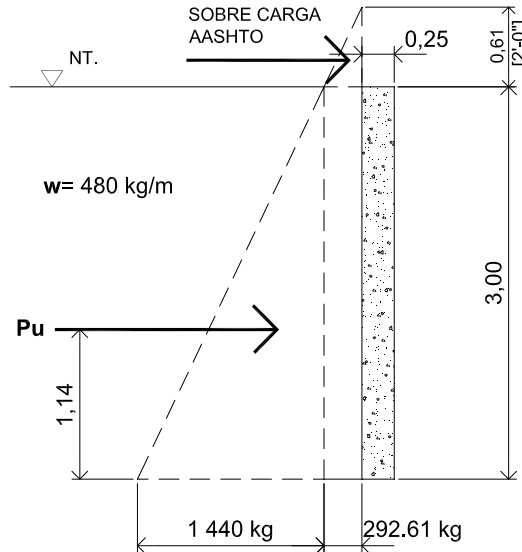


Figura 64. Cargas que actúan en los aleros



De acuerdo con la especificación de la AASHTO capítulo 3.20, se debe agregar una sobrecarga del suelo con un equivalente líquido de 2 pies (0,69 metros) de alto, con una presión de 480 kg/m^3 , para su diseño se tiene:

DIMENSIONES DE ALERO

$a = 1,50 \text{ m}$ $h = 3,00 \text{ m}$
 $b = 0,25 \text{ m}$ **ÁNGULO = 45°**

W TIERRA = 480,00 kg/m
SOBRECARGA = 0,61 m AASHTO, 2' DE ALTURA

PESO PROPIO			
Wc	t	b	CARGA DIST.
2 400,00	0,25	1,50	900,00

PESO DE ALERO = 2 400,00 kg/m

Con estos datos se calcula el momento en la base, por carga muerta:

$M = W \cdot L^2 / 2$ **POR SISMO**
 $M = 1 012,50 \text{ kg-m}$ $M_s = 1 134,00 \text{ kg-m}$

Presión de tierra resistida:

$$P_u = W_t \cdot h$$

$$P_u = 1\,440,00 \text{ kg}$$

$$P_u \text{ Sc} = W_t \cdot \text{Sc}$$

$$P_u \text{ Sc} = 292,61 \text{ kg}$$

$$P_u \text{ TOTAL} = (P_u \text{ Sc} \cdot h) + (0,50 \cdot P_u \cdot h)$$

$$P_u \text{ TOTAL} = 3\,037,82 \text{ kg}$$

POR COMPONENTE ANGULAR

$$\emptyset = 45^\circ$$

$$P_u \text{ TOT} = P_u \cdot \text{sen } \emptyset$$

$$P_u \text{ TOT} = 2\,148,07 \text{ kg}$$

Debe calcularse el punto de aplicación de la presión de tierra de abajo hacia arriba:

$$y = ((P_u \text{ Sc} \cdot h \cdot (h/2)) + 0,5(P_u \cdot h \cdot (h/3))) / ((P_u \text{ Sc} \cdot h) + 0,5(P_u \cdot h))$$

$$y = 1,14 \text{ m} \quad \text{Por centroides.}$$

El cálculo de momentos será:

MOMENTOS

POR EMPUJE DE TIERRA

0,75

$$M_1 = 0,75 \times P_u$$

$$M_1 = 2\,278,37 \text{ kg-m}$$

POR FRANJA LINEAL

3,00

$$M_2 = M_1 \times FL$$

$$M_2 = 759,46 \text{ kg-m}$$

Para el cálculo se recurre a las fórmulas por grupo, según especificación de la AASHTO:

GRUPO II

$$M_u = 1,3(M_s + M_2)$$

$$M_u = 2\,461,49 \text{ kg-m}$$

GRUPO III

$$M_u = 1,3((0,3 \cdot M_s) + M_2)$$

0,30

$$M_u = 1\,429,55 \text{ kg-m}$$

De los momentos totales de diseño, se tomará el dato más grande y se procede a calcular el refuerzo, de acuerdo con las fórmulas del ACI:

**CÁLCULO DEL REFUERZO
A TENSIÓN**

Mu=	2 461,49	kg-m	$\rho_{\text{mín}}=$	0,0050	$A_{\text{smín}}=$	10,79	cm ²	
f'c =	210,00	kg/cm ²	$\rho_{\text{bal}}=$	0,0369	$A_{\text{Sbal}}=$	79,44	cm ²	
Fy =	2 810,00	kg/cm ²	$\rho_{\text{máx}}=$	0,0185	ÁREA SÍSMICA	$A_{\text{smáx}}=$	39,72	cm ²
b=	100,00	cm						
d=	21,50	cm						

RECUBRIMIENTO= 3,50 cm

$A_s = 4,60$ cm²

$A_{\text{smín}} <$

$A_s <$

$A_{\text{smáx}}$

$A_{\text{smín}}$	A_s	$A_{\text{smáx}}$
10,79	4,60	39,72

Como el A_s calculado es menor al $A_{\text{smín}}$, se tomará el $A_{\text{smín}}$, como diseño, el cual da como resultado:

Tabla XXV. Cálculo del refuerzo a tensión para aleros

REFUERZO A UTILIZAR= 10,79 cm²

VARILLAS DE ACERO							
No.	CANT.	ÁREA	TOTAL	DIF	CANT-VAR		S
2	1	0,320	0,32	-10,47	34	UNID	3 cm
3	1	0,710	0,71	-10,08	15	UNID	7 cm
4	1	1,290	1,29	-9,50	8	UNID	12 cm
5	1	2,000	2,00	-8,79	5	UNID	19 cm
6	4	2,840	11,36	0,57	4	UNID	26 cm
7	1	3,870	3,87	-6,92	3	UNID	36 cm
8	1	5,100	5,10	-5,69	2	UNID	47 cm

REFUERZO 4,00

No. 6

@ 25 cm

Para el refuerzo a compresión, se tomará el refuerzo mínimo por temperatura:

b= 100,00 cm
d= 21,50 cm

$A_s \text{ temp} = 0,002 * b * d$

$A_s \text{ temp} = 4,30$ cm²

Tabla XXVI. Cálculo del refuerzo a compresión para aleros

REFUERZO A UTILIZAR= **4,30** cm²

VARILLAS DE ACERO

No.	CANT.	ÁREA	TOTAL	DIF	CANT-VAR	S
2	1	0,320	0,32	-3,98	13	7 cm
3	1	0,710	0,71	-3,59	6	17 cm
4	3	1,290	3,87	-0,43	3	30 cm
5	1	2,000	2,00	-2,30	2	47 cm
6	1	2,840	2,84	-1,46	2	66 cm

REFUERZO **3,33** REC

No. **4**

@ **30** cm

Se debe revisar el corte:

$$V_a = 0,5(P_u S_c + (P_u + P_u S_c)) + (F_s(2\ 400 * b * h))$$

$$V_a = \mathbf{3\ 028,61\ kg}$$

$$V_r = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_r = \mathbf{14\ 035,99\ kg}$$

CHEQUEO

$$V_r > V_a \quad \mathbf{CUMPLE}$$

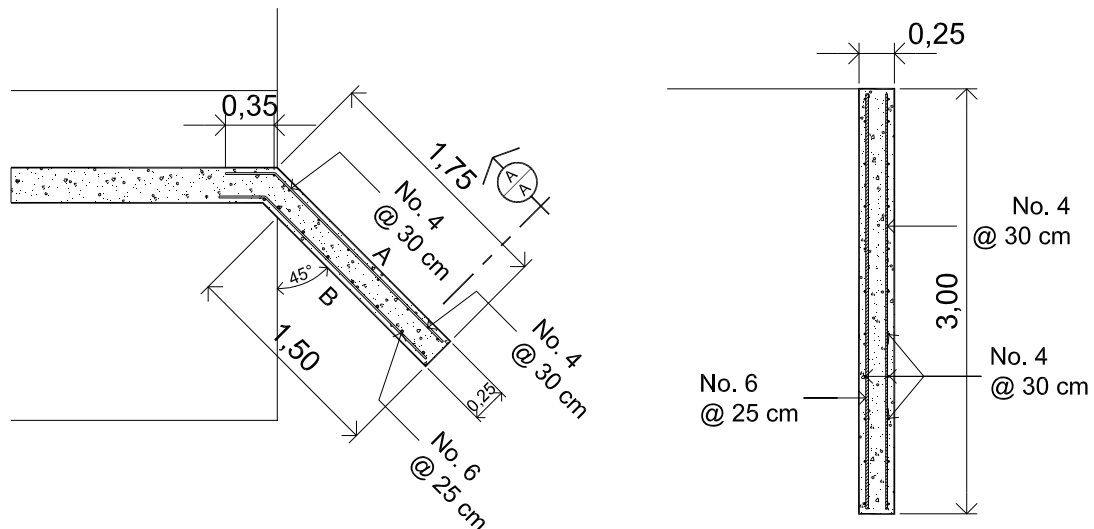
Quedando el armado final:

ARMADO FINAL

REFUERZO INTERIOR= No. **6 @ 25** cm

CAMA SUPERIOR= No. **4 @ 30** cm

Figura 65. Armado final de aleros



6.2. Diseño de cortina

Debe calcularse las resultantes que actúan en cada viga:

DIMENSIONES DE CORTINA

$$a = 9,00 \text{ m}$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 1,60 \text{ m}$$

$$W \text{ TIERRA} = 480,00 \text{ kg/m}$$

$$\text{SOBRECARGA} = 0,61 \text{ m}$$

AASHTO, 2' DE ALTURA

CARGAS

$$\text{PCM} = 34\ 802,33 \text{ kg}$$

EN VIGA CENTRAL
FUERZA MÁXIMA DE CORTE POR CM

$$\text{PCV} = 24\ 990,11 \text{ kg}$$

FUERZA MÁXIMA DE CORTE POR CV, SERÁ LA REACCIÓN
POR VCM MÁX

Para las cargas últimas, se tiene:

$$C = 0,19$$

$$\text{IMPACTO} = 0,29$$

$$P_u = 1,3(P_{cm} + 5/3(P_{cv} + (P_{cv} \cdot I) + (P_{cv} \cdot C)))$$

$$P_u = 125\ 377,98 \text{ kg}$$

El estribo tendrá un ancho de 9 metros, para darle comodidad a la superestructura, debe calcularse la carga muerta que soporta la estructura:

$$C_m = P_{cm} \cdot 2/a$$

$$C_m = 7\ 733,85 \text{ kg}$$

Luego de calcular la carga muerta, se debe calcular la carga viva, analizándose la carga de camión de diseño HS-20, cuya condición es más crítica, teniendo una carga móvil, en tal caso será:

CARGA VIVA EN LOSA

HS20-44

$$P_1 = 8\ 000,00 \text{ lb}$$

CARGA DE CAMIÓN HS-20, EJE DELANTERO

$$P_2 = 32\ 000,00 \text{ lb}$$

CARGA DE CAMIÓN HS-20, EJE TRASERO

$$P_3 = 32\ 000,00 \text{ lb}$$

$$CV = (P_1 + P_2 + P_3)/2$$

$$C_v \text{ TOT} = CV/a$$

$$CV = 16\ 329,33 \text{ kg}$$

$$C_v \text{ TOT} = 1\ 814,37 \text{ kg/m}$$

Además del cálculo de la carga viva, debe agregarse la fuerza de frenado ocasionada por la carga viva:

$$Pf = 0,10 * Cvtot$$

$$Pf = \boxed{181,44} \text{ kg/m}$$

El brazo de la fuerza de frenado que ocasiona momento, se toma según AASHTO a 6 pies (1,83 metros) sobre la cota rasante:

MOMENTO FLECTOR

$$h_2 = \boxed{1,83} \text{ m} \quad \text{SEGÚN AASHTO}$$

$$M_f = (h+h_2) * P_f$$

$$M_f = \boxed{622,33} \text{ kg-m}$$

PESO DE ALERO=	Wc	b	h	CARGA DIST.
	2 400,00	0,25	1,60	960,00 kg/m

Momento ocasionado por la carga muerta de la cortina:

MOMENTO EN LA BASE POR CM

$$M = W * L^2 / 2$$

$$M = \boxed{1 228,80} \text{ kg-m}$$

POR SISMO

$$M_s = \boxed{1 376,26} \text{ kg-m}$$

Fuerza dada por el empuje de la tierra sobre la cortina del estribo:

$$P_u = W_t * h$$

$$P_u = \boxed{768,00} \text{ kg}$$

$$P_u SC = W_t * S_c$$

$$P_u SC = \boxed{292,61} \text{ kg}$$

$$P_u \text{ TOTAL} = (P_u SC * h) + (0,50 * P_u * h)$$

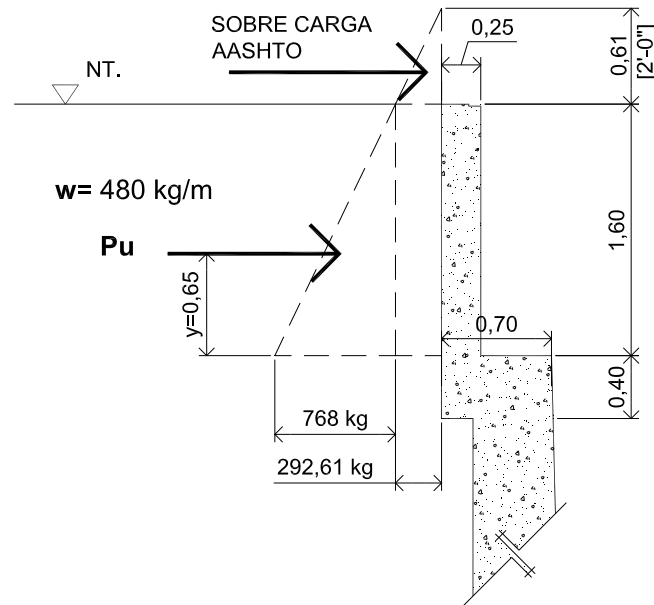
$$P_u \text{ TOTAL} = \boxed{1 082,57} \text{ kg}$$

Debe calcularse el punto de aplicación de la fuerza ejercida por la tierra sobre la cortina:

$$y = ((P_u SC * h * (h/2)) + 0,5(P_u * h * (h/3))) / ((P_u SC * h) + 0,5(P_u * h))$$

$$y = \boxed{0,6487} \text{ m} \quad \text{POR CENTROIDES}$$

Figura 66. Cargas que actúan sobre la cortina



Momento producido por empuje de tierra:

$$M2 = 0,75 \times Pu$$

$$M2 = \boxed{811,93} \text{ kg-m}$$

Integrando las cargas para los grupos II y III, se tiene:

GRUPO II
$Mu = 1,3(Ms + M2)$
$Mu = \boxed{2\ 844,64} \text{ kg-m}$

GRUPO III
0,30
$Mu = 1,3((0,3 \times Ms) + M2 + Mf)$
$Mu = \boxed{2\ 401,28} \text{ kg-m}$

TOMAR= $\boxed{2\ 844,64} \text{ kg-m}$

**CÁLCULO DEL REFUERZO
CAMA INFERIOR**

$Mu =$	$\boxed{2\ 884,64}$	kg-m
$f'c =$	$\boxed{210,00}$	kg/cm ²
$Fy =$	$\boxed{2\ 810,00}$	kg/cm ²
$b =$	$\boxed{100,00}$	cm
$d =$	$\boxed{21,50}$	cm

RECUBRIMIENTO= $\boxed{3,50} \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 0,0050 & A_{s\min} &= 10,79 \text{ cm}^2 \\ \rho_{\text{bal}} &= 0,0369 & A_{s\text{bal}} &= 79,44 \text{ cm}^2 \\ \rho_{\max} &= 0,0185 \text{ \small \u00c1REA S\u00cdSMICA} & A_{s\max} &= 39,72 \text{ cm}^2 \\ A_s &= 5,41 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$A_{s\min} <$	$A_s <$	$A_{s\max}$
$A_{s\min}$	A_s	$A_{s\max}$
10,79	5,41	39,72

Del c\u00e1lculo anterior, el \u00e1rea de acero calculada es menor al \u00e1rea de acero m\u00ednima, por lo tanto se debe tomar el A_s m\u00ednimo como dise\u00f1o, para el cual da como resultado

$$\text{No. } 6 \text{ @ } 25 \text{ cm}$$

El resto del refuerzo se tomar\u00e1 por temperatura:

$$\begin{aligned} b &= 100,00 \text{ cm} & A_{s \text{ temp}} &= 0,002 * b * d \\ d &= 21,50 \text{ cm} & A_s \text{ temp} &= 4,30 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Dando como resultado, varilla No. 5 @ 30 cent\u00edmetros. Como \u00faltimo c\u00e1lculo debe revisarse el corte:

$$\begin{aligned} V_a &= 0,5(P_u S_c + (P_u + P_u S_c)) + (F_s(2 \cdot 400 * b * h)) \\ V_a &= 1 \,751,81 \text{ kg} \end{aligned}$$

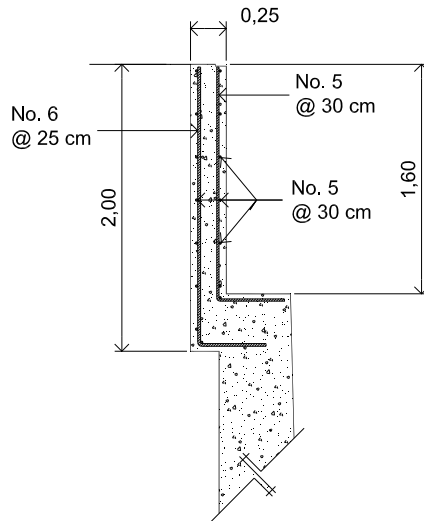
$$\begin{aligned} V_r &= 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d \\ V_r &= 14 \,035,99 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_r > V_a \quad \text{CHEQUEO CUMPLE}$$

El armado final ser\u00e1:

ARMADO FINAL				
REFUERZO INTERIOR=	No.	6	@ 25	cm
CAMA SUPERIOR.=	No.	5	@ 30	cm

Figura 67. Armado final de cortina



6.3. Diseño de viga de apoyo

Se deben considerar las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales debido a sismo, fuerza longitudinal y presión del suelo. La fuerza longitudinal, será 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, según el capítulo 3.9.1 de la AASHTO, como primer cálculo debe revisarse el aplastamiento:

DIMENSIONES VIGA

b=	80,00	cm
h=	40,00	cm
d=	37,50	cm

W PARA CARGA DISTRIBUIDA

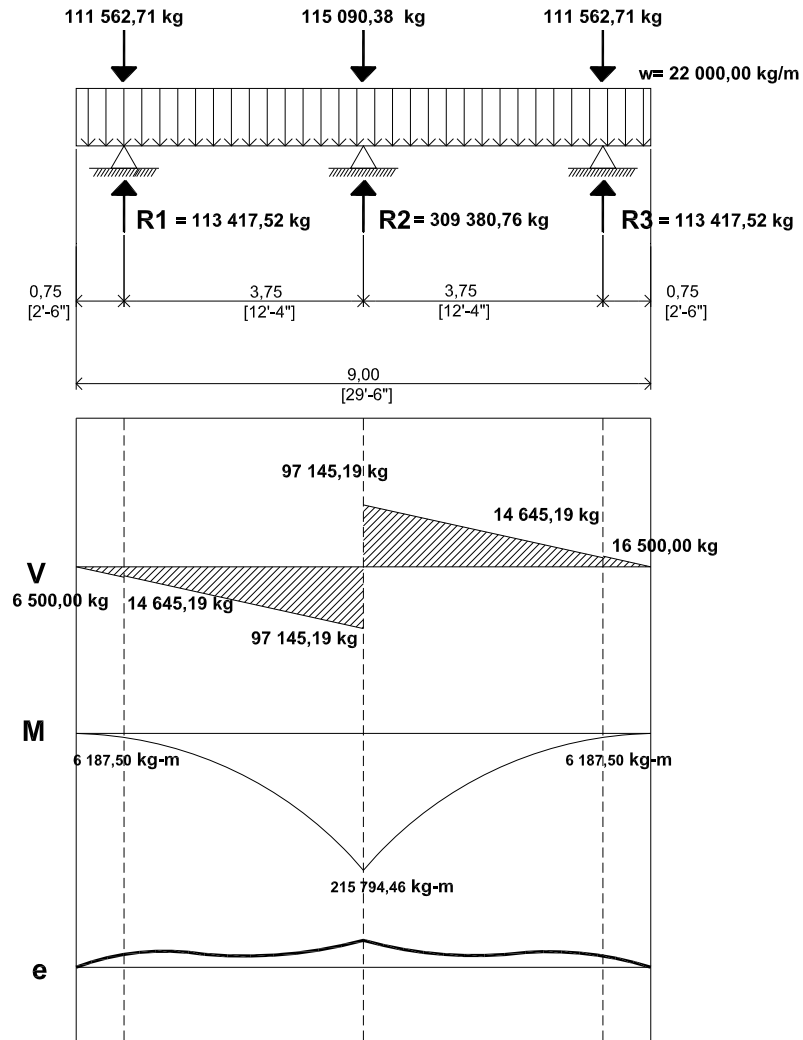
	Wc	t	b	CARGA DIST.	
PESO DE LOSA=	2 400,00	0,20	9,00	4 320,00	kg/m
PESO ASFALTO=	2 100,00	0,05	7,20	756,00	kg/m
PESO DE VIGAS=	2 400,00	0,60	1,30	5 616,00	kg/m
PESO DE DIAFRAGMAS=	2 400,00	0,55	7,20	9 504,00	kg/m
PESO ADICIONAL=				1 804,00	kg/m

TOTAL... **22 000,00** kg/m

P, FUERZAS CONCENTRADAS

Vu máx=	115 090,38	kg	REACCIÓN CORTE MÁXIMO VIGA CENTRAL
Vu máx=	111 562,71	kg	REACCIÓN CORTE MÁXIMO VIGA EXTERIOR

Figura 68. Diagrama de corte y momento para diseño de viga de apoyo



Al obtener el momento máximo, se calcula el refuerzo con las fórmulas del ACI:

$M_u =$	15 468,75	kg - m	$\rho_{\text{mín}} =$	0,0050	$A_{s\text{mín}} =$	15,05	cm ²	
$f'_c =$	210,00	kg/cm ²	$\rho_{\text{bal}} =$	0,0369	$A_{s\text{bal}} =$	110,84	cm ²	
$F_y =$	2 810,00	kg/cm ²	$\rho_{\text{máx}} =$	0,0185	ÁREA SÍSMICA	$A_{s\text{máx}} =$	55,42	cm ²
$b =$	80,00	cm	$A_s =$	17,08	cm ²			
$d =$	37,50	cm						

$A_{s\text{mín}} <$	$A_s <$	$A_{s\text{máx}}$
Asmín	As	Asmáx
15,05	17,08	55,42

De los cálculos anteriores, $A_s = 17,08 \text{ cm}^2$, dando como resultado. 6 varillas No. 6. Deberá calcularse el corte para el diseño de estribos:

$$V_u \text{ máx} = 113\,417,52 \text{ kg} \quad \text{REACCIÓN}$$

$$\begin{aligned} \emptyset V_c &= 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d \\ \emptyset V_c &= 19\,585,10 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{ud} &= (V_{umáx} (L_{máx} - (d / 100))) / L_{máx} \\ V_{ud} &= 113\,417,52 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \emptyset V_s &= \emptyset V_c - V_{ud} \\ \emptyset V_s &= 93\,832,42 \text{ kg} \end{aligned}$$

Para el estribo se tiene:

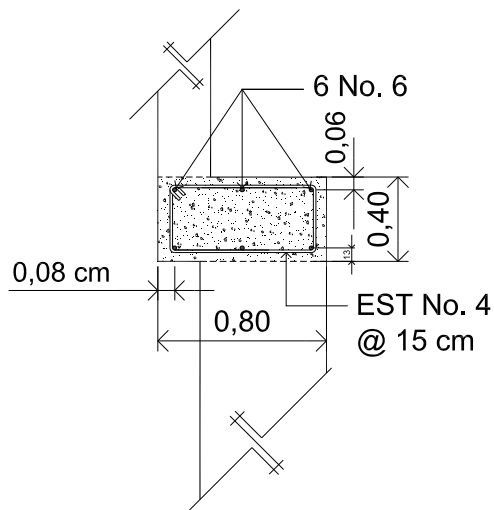
$$\begin{aligned} A_{v \text{ mín}} &= 3,5 * b * S / F_y \\ A_{v \text{ mín}} &= 1,87 \text{ cm}^2 \\ A_v &= 1,87 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 18,75 \text{ cm} & d/2 \\ &= 3,57 \text{ cm} & \text{s, fórmula} \\ &= 10,00 \text{ cm} & \text{CRITERIO} \end{aligned}$$

El armado final será:

ARMADO FINAL				
REFUERZO=	6	No.	6	+
ESTRIBO No.=	4	@	15	cm

Figura 69. Armado final viga de apoyo



6.4. Diseño de muro de contención

El muro está considerado para trabajar en voladizo, se deben determinar las cargas muertas que actúan sobre él, para ello se tiene:

Figura 70. Geometría del estribo

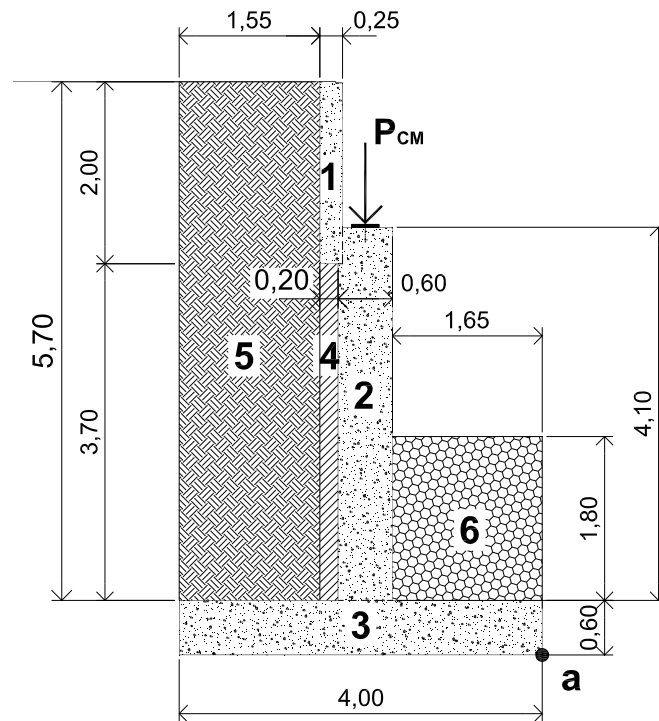


Tabla XXVII. Determinación de la carga distribuida para muro en voladizo

	Wc	t	b	CARGA DIST.	
PESO DE LOSA=	2 400,00	0,25	9,00	5 400,00	kg/m
PESO ASFALTO=	2 100,00	0,05	7,50	787,50	kg/m
PESO DE VIGAS=	2 400,00	0,50	1,03	3 708,00	kg/m
PESO DE DIAFRAGMA=	2 400,00	0,43	7,50	7 740,00	kg/m
PESO DE BANQUETA=	2 400,00	0,15	1,10	792,00	kg/m
PESO DE POSTES=	2 400,00	0,20	1,05	1 008,00	kg/m
PESO BARANDAS=				10,00	kg/m
					kg/m
PESO ADICIONAL=				200,00	kg/m
TOTAL...				19 645,50	kg/m

Tabla XXVIII. Determinación de cargas muertas por metro lineal

		Wc	t	b	CARGA DIST.	
1	CORTINA=	2 400,00	0,25	2,00	1 200,00	kg/m
2	PANTALLA DE MURO=	2 400,00	0,60	4,10	5 904,00	kg/m
3	BASE=	2 400,00	0,60	4,00	5 760,00	kg/m
Wa	ALEROS=	2 400,00	0,25	1,00	600,00	kg/m
4	RELLENO BAJO CORTINA=	1 500,00	0,20	3,70	1 110,00	kg/m
5	RELLENO SOBRE EL TALÓN=	1 500,00	1,55	5,70	13 252,50	kg/m
6	RELLENO SOBRE EL PIE=	1 500,00	1,65	1,80	4 455,00	kg/m
PCM	SUPER ESTRUCTURA=				19 645,50	kg/m
					TOTAL...	51 927,00 kg/m

Figura 71. Cargas que actúan sobre el estribo

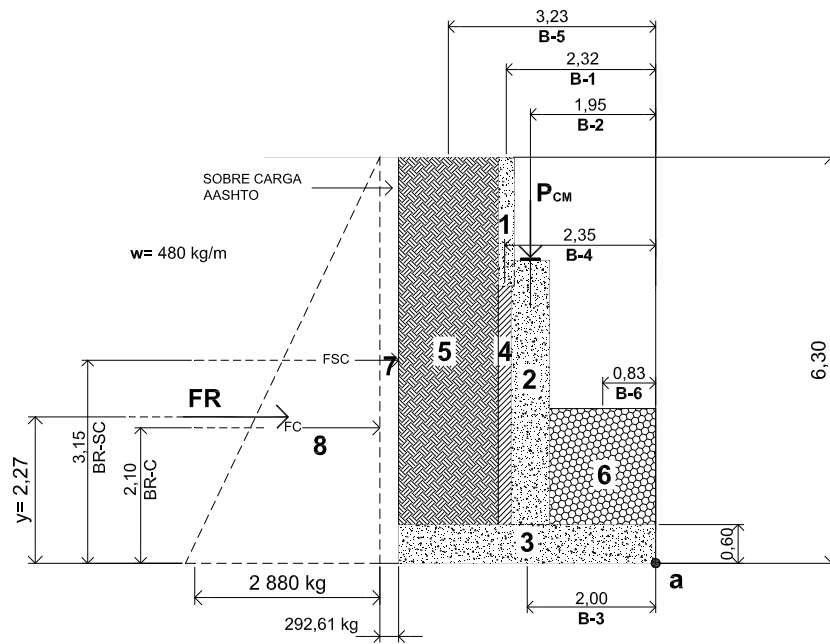


Tabla XXIX. Cargas muertas que actúan sobre el estribo

	DESC.	Wo1	BRAZO	Mo1 (kg-m)		
	CORTINA=	1	1 200,00	2,32	2 784,00	kg-m
	PANTALLA DE MURO=	2	5 904,00	1,95	11 512,80	kg-m
	BASE=	3	5 760,00	2,00	11 520,00	kg-m
	ALEROS=	Wa	600,00	2,84	1 704,00	kg-m
	RELLENO BAJO CORTINA=	4	1 110,00	2,35	2 608,50	kg-m
	RELLENO SOBRE EL TALÓN=	5	13 252,50	3,23	42 805,58	kg-m
	RELLENO SOBRE EL PIE=	6	4 455,00	0,83	3 697,65	kg-m
	SUPER ESTRUCTURA=	PCM	19 645,50	1,95	38 308,73	kg-m
		51 927,00 kg	TOTAL...	114 941,25 kg-m		

Determinación de cargas vivas actuantes por metro lineal:

W TIERRA=	480,00	kg/m	
ALTURA TOTAL=	6,30	m	
LARGO TOTAL=	9,00	m	
SOBRECARGA=	0,6096	m	AASHTO, 2', DE ALTURA
PCV-8=	3 024,00	kg	
PCV-7=	292,61	kg	
PCV TOTAL=	3 316,61	kg	
			MOMENTO POR CV
			M Pcv= 7 529,54 kg-m
	$y = \text{BRAZO} = \frac{((P_{cv7} \cdot h \cdot (h/2)) + 0,5(P_{cv8} \cdot h \cdot (h/3)))}{((P_{cv7} \cdot h) + 0,5(P_{cv8} \cdot h))}$		
	2,27	2,27	

Figura 72. Determinación de fuerzas por impacto

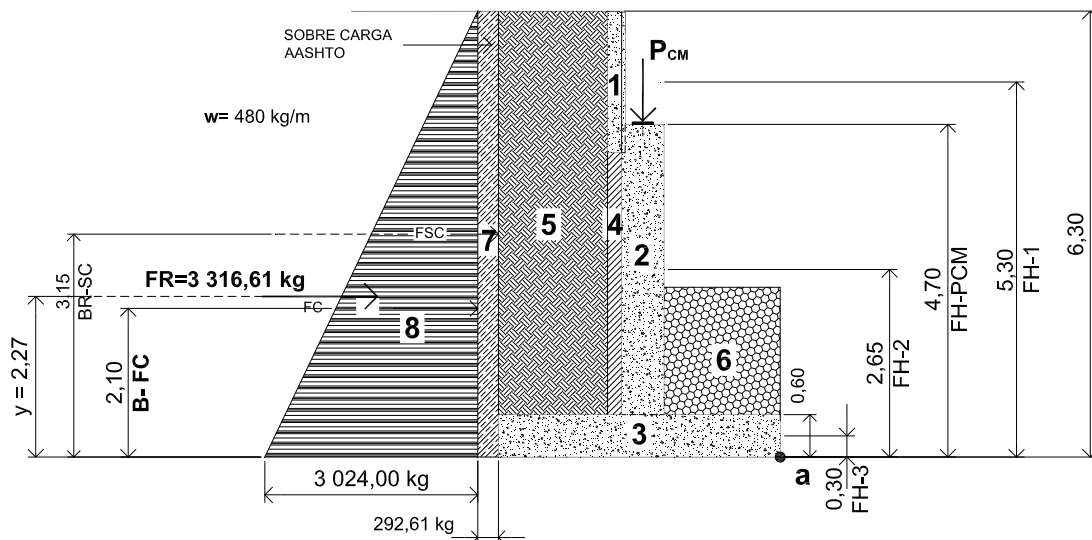


Tabla XXX. Determinación de fuerzas horizontales actuantes, debidas al impacto sísmico

	DESC.	IMPACTO	WoCM	EQ1	BRAZO	Mo2 (kg-m)
CORTINA=	1	0,10	1 200,00	120,00	5,30	636,00 kg-m
PANTALLA DE MURO=	2	0,10	5 904,00	590,40	2,65	1 564,56 kg-m
BASE=	3	0,10	5 760,00	576,00	0,30	172,80 kg-m
ALEROS=	Wa	0,10	600,00	60,00	4,50	270,00 kg-m
SUPER ESTRUCTURA=	PCM	0,10	19 645,50	1 964,55	4,70	9 233,39 kg-m
			3 310,95	kg	TOTAL...	11 876,75 kg-m

Debe calcularse el empuje ejercido por la presión de tierra por metro lineal:

$$\begin{aligned}
 & \text{Pu 1} = 2\,148,07 && \text{Pu, DE ALERO EN COMPONENTE ANGULAR} \\
 & \text{ALEROS} = \text{Pu1}^2 / L \\
 & \text{ALEROS} = \boxed{477,35} \text{ kg} \\
 \\
 & \text{SOBRE CARGA} = \text{Pcv7} \cdot h && \text{EQUIV. LÍQUIDO} = 0,5 \cdot \text{Wt} \cdot h^2 \\
 & \text{SOBRE CARGA} = \boxed{1\,843,43} \text{ kg} && \text{AASHTO} \quad \text{EQUIV. LÍQUIDO} = \boxed{9\,525,60} \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Tabla XXXI. Empuje que actúa sobre el estribo

	DESC.	EQ2	BRAZO	Mo3 (kg-m)
EMPUJE DE ALEROS=	Ea	477,35	4,14	$\boxed{1\,976,22}$ kg-m
EMPUJE SOBRECARGA=	E7	1 843,43	3,15	$\boxed{5\,806,81}$ kg-m
EMPUJE EQUIV. LIQ.=	E8	9 525,60	2,10	$\boxed{20\,003,76}$ kg-m
		$\boxed{11\,846,38}$ kg		TOTAL... $\boxed{27\,786,79}$ kg-m

Determinar el empuje ejercido horizontalmente por la carga viva por metro lineal:

$$\begin{aligned}
 & \text{FUERZA DE FRENADO} = 0,10 \cdot \text{Pcv tot} \\
 & \text{FUERZA DE FRENADO} = \boxed{331,66} \text{ kg}
 \end{aligned}$$

FUERZAS POR CAMBIO DE TEMPERATURA Y FRENADO

$$\begin{aligned}
 & \text{TCV} = 0,25 \cdot \text{Pcv tot} && \text{TCV} = 0,10 \cdot \text{Pcv tot} \\
 & \text{TCV} = \boxed{829,15} \text{ kg} && \text{TCV} = \boxed{331,66} \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Tabla XXXII. Empuje ejercido por carga viva

1,2 DEL SUELO	DESC.	EQ3	BRAZO	Mo4 (kg-m)
FUERZA DE FRENADO=	Pfr	331,66	7,50	$\boxed{2\,487,46}$ kg-m
CAMBIO DE TEMP=	Tcv	829,15	4,70	$\boxed{3\,897,01}$ kg-m
		$\boxed{1\,160,81}$ kg		TOTAL... $\boxed{6\,384,47}$ kg-m

Revisión de la resistencia de la base, se incluyen las fuerzas que están actuando horizontalmente contra la base del muro:

GRUPO II	GRUPO III
	0,30
$VA = 1,3(\sum EQ1 + \sum EQ2)$ $VA = 19\ 704,53$ kg-m	$Mu = 1,3((0,3*\sum EQ1) + \sum EQ2 + \sum EQ3)$ $Mu = 18\ 200,62$ kg-m
CORTE RESISTENTE $Vr = 0,85*0,53*\sqrt{f'c}*b*d$ CORTE RESISTENTE $Vr = 39\ 170,19$ kg-m	Va $19\ 704,53$ CHEQUEA

6.5. Cálculo de estabilidad del estribo

6.5.1. Factor de seguridad al volteo

El momento producido por las fuerzas estabilizantes con respecto al punto a, es:

GRUPO II	GRUPO III
	1,30
$Me1 = 1,3(\sum Mo1)$ $Me1 = 149\ 423,63$ kg-m	$Me2 = 1,3(Me + (MPcv*1,3))$ $Me2 = 206\ 975,63$ kg-m

El momento de volteo producido por las fuerzas volteantes, con respecto al punto a:

GRUPO II	GRUPO III
	0,30
$Mv1 = 1,3(Mo2 + Mo3)$ $Mv1 = 51\ 562,59$ kg-m	$Mv2 = 1,3(0,3*Mo2 + Mo3 + (Mo4*1,3))$ $Mv2 = 51\ 544,51$ kg-m

El factor de seguridad al volteo, está determinado por:

GRUPO II	GRUPO III
$Fs = Me1/Mv1$ $Fs = 2,90$ > 1,5 CHEQUEA	$Fs = Me2/Mv2$ $Fs = 4,02$ > 1,5 CHEQUEA

6.5.2. Factor de seguridad al deslizamiento

El coeficiente de deslizamiento o de fricción es de 0,60, por lo que las fuerzas estabilizantes son:

GRUPO II	GRUPO III
$Fe1 = 1,3 \cdot Wo1$ $Fe1 = 67\ 505,10$ kg	$Fe2 = 1,3(Wo1 + (Pcvtot \cdot 1,3))$ $Fe2 = 73\ 110,17$ kg

Las fuerzas deslizantes son:

GRUPO II	GRUPO III
$Fd1 = 1,3(EQ1 + EQ2)$ $Fd1 = 19\ 704,53$ kg	$Fd2 = 1,3(0,30 \cdot EQ1 + EQ2 + 1,3 \cdot EQ3)$ $Fd2 = 18\ 653,34$ kg

Por último, el factor de seguridad al deslizamiento es:

GRUPO II	GRUPO III
$Fs = 0,6(Fe1/Fd1)$ $Fs = 2,06$	$Fs = 0,6(Fe2/Fd2)$ $Fs = 2,35$
> 1,5 CHEQUEA	> 1,5 CHEQUEA

6.5.3. Revisión de las presiones en el terreno

El esfuerzo admisible o capacidad de carga admisible de la cimentación es de 35 000 kg/m². Para la revisión de las presiones del terreno, se debe determinar el centroide de aplicación de las cargas:

GRUPO II	GRUPO III
$y1 = (Me1 - Mv1)/Fe1$ $y1 = 1,45$ m	$y2 = (Me2 - Mv2)/Fe2$ $y2 = 2,13$ m

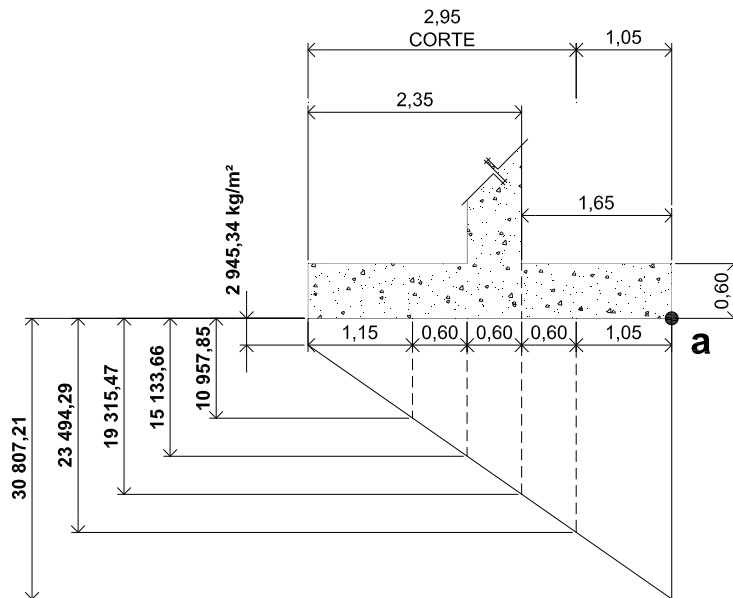
Determinación de la excentricidad actuante, conociendo que la longitud de la base de la zapata mide 4,00 metros:

GRUPO II	GRUPO III
$e1 = y1 - B/2 $ $e1 = 0,55$ m	$e2 = y2 - B/2 $ $e2 = 0,13$ m
< 0,67 m CHEQUEA	< 0,67 m CHEQUEA

Determinación de la presión producida sobre el suelo:

GRUPO II	GRUPO III
$q_{\text{mín}} = (Fe1/B) \cdot (1-6(e1/B))$ $q_{\text{mín}} = \boxed{2\,945,34} \text{ kg/m}^2$	$q_{\text{mín}} = (Fe2/B) \cdot (1-6(e2/B))$ $q_{\text{mín}} = \boxed{14\,823,50} \text{ kg/m}^2$
$q_{\text{máx}} = (Fe1/B) \cdot (1+6(e1/B))$ $q_{\text{máx}} = \boxed{30\,807,21} \text{ kg/m}^2$	$q_{\text{máx}} = (Fe2/B) \cdot (1+6(e2/B))$ $q_{\text{máx}} = \boxed{21\,731,59} \text{ kg/m}^2$

Figura 73. Presiones que actúan en la base del estribo



6.6. Cargas y fuerzas actuantes sobre el pie de la base

Se determina la carga distribuida y se calcula el momento para determinar el acero de refuerzo:

$l_b = \boxed{2,35} \text{ m}$	$W = \boxed{25\,060,70} \text{ kg/m}$
$P1 = \boxed{30\,807,21} \text{ kg/m}$	$L = \boxed{1,65} \text{ m}$
$P2 = \boxed{19\,314,19} \text{ kg/m}$	$M = \boxed{34\,113,88} \text{ kg-m}$

Determinando el acero de refuerzo:

Mu=	34 113,88	kg-m	$\rho_{\min} =$	0,0050	$A_{s\min} =$	26,34	cm ²
f'c =	210,00	kg/cm ²	$\rho_{bal} =$	0,0369	$A_{sbal} =$	193,97	cm ²
Fy =	2 810,00	kg/cm ²	$\rho_{\max} =$	0,0185	$A_{s\max} =$	96,99	cm ²
b=	100,00	cm	ÁREA SÍSMICA				
d=	52,50	cm					

$$A_s = 26,77 \text{ cm}^2$$

$A_{s\min} <$	$A_s <$	$A_{s\max}$
$A_{s\min}$	A_s	$A_{s\max}$
26,34	26,77	96,99

El área de acero calculada $A_s = 26,77$ cumple en los renglones anteriores, por lo que se tendrá varilla No. 8 a cada 15 centímetros, para el refuerzo longitudinal se tiene:

$$A_{s \text{ temp}} = 0,002 \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ temp}} = 10,50 \text{ cm}^2$$

Lo que da como resultado varilla No. 6 a cada 25 centímetros. Para la cama superior:

$$A_s (+) = 26,77 \text{ cm}^2$$

$$\text{REF. COMPRESIÓN} = 33\% \cdot 26,77 = 8,83 \text{ cm}^2$$

Quedando el armado varilla No. 6 a cada 25 centímetros, por último debe comprobarse el corte actuante:

$l_b =$	2,95	m	$W = (P1+P2)$	
$P1 =$	30 807,21	kg/m	$W =$	27 150,34
$P2 =$	23 493,47	kg/m	$L =$	1,05
$V_a =$	$W \cdot L$		$V_r = 0,85 \cdot 0,53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$	
$V_a =$	28 507,86	kg	$V_r =$	34 273,92

$$V_r > V_a \quad \text{CHEQUEO} \quad \text{CUMPLE}$$

6.7. Cargas y fuerzas actuantes sobre el talón de la base

Las cargas y fuerzas en el talón, están determinadas por:

$$\begin{array}{l}
 H = 5,70 \text{ m} \\
 B = 1,75 \text{ m} \\
 W_s = 1\,500,00 \text{ kg/m}^3 \\
 W = 14\,962,50 \text{ kg/m} \\
 M = W \cdot L^2 / 2 \\
 M = 22\,911,33 \text{ kg-m}
 \end{array}$$

Con base en este momento, se calcula el acero de refuerzo a utilizar:

$$\begin{array}{l}
 M_u = 22\,911,33 \text{ kg-m} \\
 f'_c = 210,00 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_y = 2\,810,00 \text{ kg/cm}^2 \\
 b = 100,00 \text{ cm} \\
 d = 53,00 \text{ cm}
 \end{array}$$

Dando como resultado:

As_{mín}	As	As_{máx}
26,59	17,55	97,91

Debido a que el $As = 17,55 \text{ cm}^2$, es menor al As mín, se tomará este valor, para utilizar varilla No. 8 a cada 15 cm. Para el resto del refuerzo se calculo As por temperatura:

$$\mathbf{As}_{temp} = 10,60 \text{ cm}^2$$

Lo cual da como resultado, varilla No. 6 a cada 25 cm. Y por último se debe chequear el corte:

$$\begin{array}{l}
 H = 5,70 \text{ m} \\
 B = 1,15 \text{ m} \\
 W_s = 1\,500,00 \text{ kg/m}^3 \\
 V_r = 34\,273,92 \text{ kg} \\
 W = H \cdot B \cdot W_s \\
 W = 9\,832,50 \text{ kg/m} \\
 L = 1,15 \text{ m} \\
 V_a = 11\,307,38 \text{ kg}
 \end{array}$$

$$V_r > V_a \quad \begin{array}{l} \text{CHEQUEO} \\ \text{CUMPE} \end{array}$$

Quedando el armado final:

ARMADO FINAL			
REFUERZO TENSION=	No.	8	@ 15 cm
OTRO SENTIDO=	No.	6	@ 25 cm
REFUERZO COMPRESIÓN=	No.	6	@ 25 cm

6.8. Diseño del refuerzo de acero para el cuerpo del estribo

Determinando las fuerzas actuantes sobre el muro de contención, con respecto al punto B, se tiene:

Figura 74. Cargas que actúan sobre la pantalla del estribo

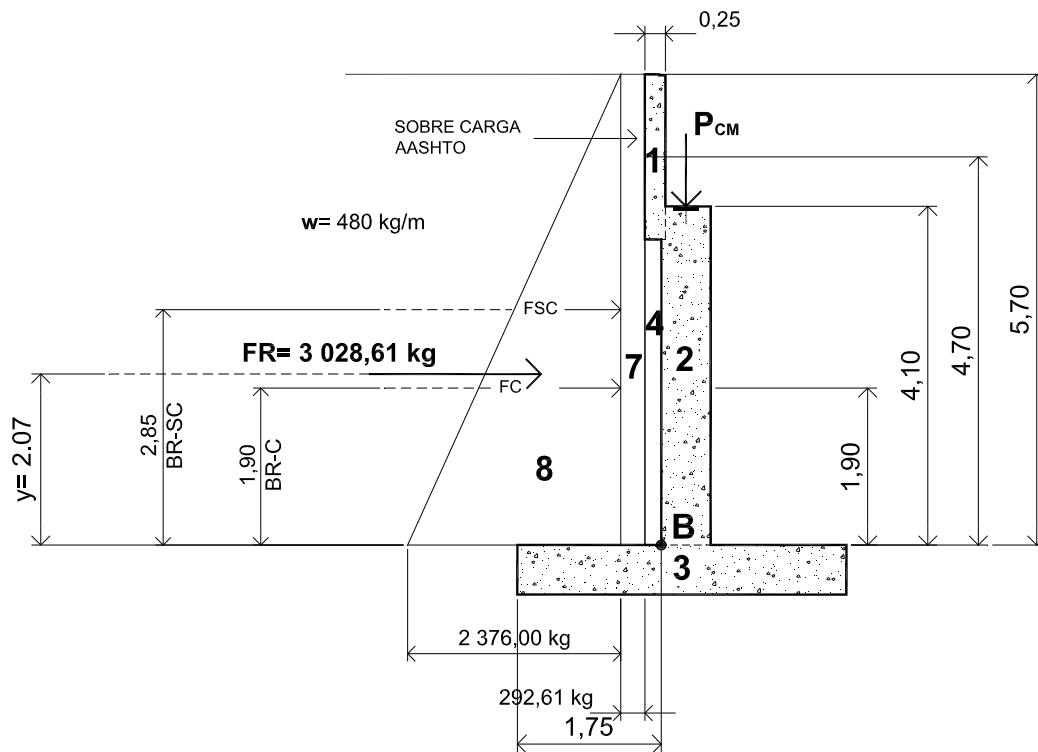


Tabla XXXIII. Fuerzas debido a sismo sobre pantalla del estribo

	DESC.	IMPACTO	WoCM	EQ5	BRAZO	Mo5 (kg-m)
CORTINA=	1	0,10	1 200,00	120,00	4,70	564,00 kg-m
PANTALLA DE MURO=	2	0,10	5 904,00	590,40	2,05	1 210,32 kg-m
BASE=	3	0,10	5 760,00	576,00	0,00	- kg-m
ALEROS=	Wa	0,10	600,00	60,00	3,90	234,00 kg-m
SUPER ESTRUCTURA=	PCM	0,10	19 645,50	1 964,55	4,10	8 054,66 kg-m
3 310,95 kg						TOTAL... 10 062,98 kg-m

Tabla XXXIV. Fuerzas debido a empuje sobre pantalla del estribo

	DESC.	EQ	BRAZO	Mo6 (kg-m)
EMPUJE DE ALEROS=	Ea	477,35	3,54	1 689,81 kg-m
EMPUJE SOBRECARGA=	E7	1 667,87	2,85	4 753,42 kg-m
EMPUJE EQUIV. LIQ.=	E8	7 797,60	1,90	14 815,44 kg-m
9 942,81 kg				TOTAL... 21 258,67 kg-m

Tabla XXXV. Fuerzas debido a carga viva sobre pantalla del estribo

	DESC.	EQ	BRAZO	Mo7 (kg-m)
FUERZA DE FRENADO=	Pfr	331,66	6,90	2 288,46 kg-m
CAMBIO DE TEMP=	Tcv	829,15	4,10	3 399,52 kg-m
1 160,81 kg				TOTAL... 5 687,98 kg-m

Integrando los grupos de cargas se tiene:

GRUPO II	GRUPO III
$Mu = 1,3(Mo5+Mo6)$	$Mu = 1,3(0,3*Mo5 + Mo6 + 1,3*Mo7)$
$Mu = 40 718,14$ kg-m	$Mu = 41 173,52$ kg-m

Determinando el acero a utilizar:

Asmín <	As <	Asmáx
Asmín	As	Asmáx
26,59	32,26	97,91

Lo que da como resultado, utilizar varilla No. 8 a cada 15 cm. Para el resto del armado se tomará:

As temp = 10,60 cm² ; Se utiliza varilla No. 6 @ 25 centímetros.

Para el refuerzo a compresión se tiene:

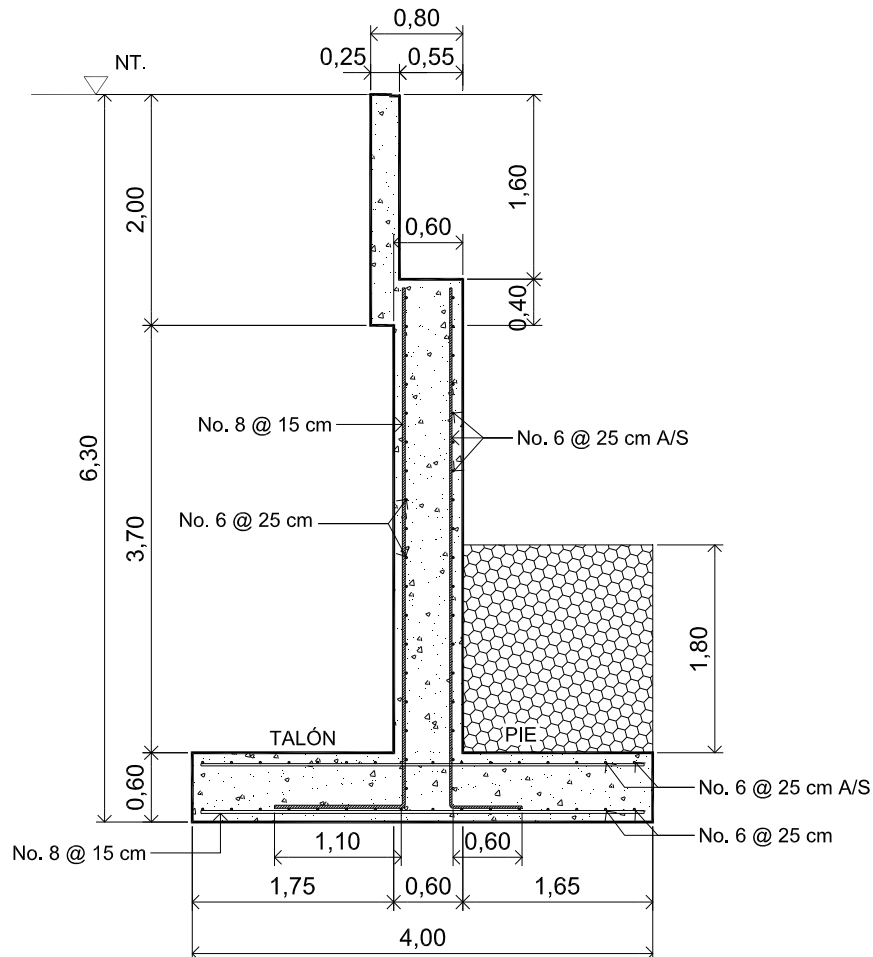
$$A_s (+) = \frac{32,26}{33\%} \text{ cm}^2$$

$$\text{REFUERZO A COMPRESIÓN} = 10,65 \text{ cm}^2$$

Lo que da como resultado, utilizar varilla No. 6 a cada 25 centímetros quedando el armado final:

ARMADO FINAL			
REFUERZO TENSIÓN=	No. 8	@ 15	cm
OTRO SENTIDO=	No. 6	@ 25	cm
REFUERZO COMPRESIÓN=	No. 6	@ 25	cm

Figura 75. Armado final del estribo



7. CUANTIFICACIÓN Y PRESUPUESTO PARA PUENTE EN ACERO, BASADO EN PROTOTIPO

Para determinar el precio de un puente en acero se utilizó la integración de costos unitarios. Estos deben hacerse en relación con la cuantificación del puente, en forma lógica y ordenada, partiendo de la cuantificación de todos los elementos del puente, integración de costos unitarios, para establecer las tablas de los mismos y poder llegar al cuadro resumen que determinará el precio de venta del puente. A continuación se presentan los siguientes pasos:

7.1. Cuantificación del puente en acero

Existen varias formas de cuantificar perfiles de acero, la forma más sencilla es recurrir a las tablas de pesos ya existentes que están basadas en la longitud de los elementos.

Otra forma más sencilla es que los perfiles de la AICS se dan de la siguiente forma: por ejemplo una viga W16x15 indica que es una viga con 16 pulgadas de peralte y que la viga pesa 15 lb por pie lineal. Todas las referencias del libro de diseño de la AICS están dadas en el sistema inglés, donde las longitudes se dan en pies y los pesos de los elementos en libras.

Un método menos usual es determinar el volumen del elemento en análisis y multiplicarlo por el peso específico del acero, el cual tiene un valor de 489,60 lb/pie³. Por ejemplo: una viga de 10 pies de largo, patín de 8 pulgadas y 3/8 de pulgadas de espesor, un alma de 20 pulgadas con un espesor de 1/4 de pulgada, se tiene:

$$(8'' \times 3/8'' \times 2) + (20'' \times 1/4'') = 11'' \text{ pulgada}^2 = 7.638E-2 \text{ pie}^2 \times 10' = 0,7638 \text{ pies}^3$$

$$0,7638 \text{ pies}^3 \times 489,60 \text{ lb/pie}^3 = 374 \text{ lb}$$

$$374 \text{ lb} / 10 \text{ pies} = 37,40 \text{ lb/pie.}$$

Si se requiere una nomenclatura sería: W20X37,40

Tabla XXXVI. Cuantificación puente en acero

No.	Descripción	unidad	Cantidad	Número	Total
A Vigas principales					
1,00	Viga principal W50x145.77	lb	7 173,72	4,00	28 694,88
2,00	Rigidizantes para canal PL 8 3/4"x50"x3/8"	lb	46,48	32,00	1 487,50
3,00	Rigidizantes para viga PL 4"x50"x3/8"	lb	21,25	76,00	1 615,00
4,00	Pernos de anclaje	unid	8,00	4,00	32,00
5,00	Placas de anclaje	lb	99,44	4,00	397,76
6,00	Placa apoyo fijo PL 16"x11"x 1 5/16"	lb	65,45	4,00	261,80
7,00	Placa apoyo móvil PL 16"x12"x 1/8"	lb	6,80	12,00	81,60
8,00	Elastómerico	m ²	0,12	3,00	0,36
B Vigas secundarias (Diafragmas)					
1,00	Viga C 15x39.99	lb	1 180,81	4,00	4 723,23
2,00	Pernos de anclaje a viga	unid	48,00	4,00	192,00
3,00	Angular L3"x3"x3/16"	lb	188,24	4,00	752,95
C Losa con metal-deck					
1,00	Lámina metal-deck calibre 18	m ²	135,00	1,00	135,00
2,00	Acero de refuerzo electromalla 6/6	m ²	135,00	1,00	135,00
3,00	Concreto 4 000 psi	m ³	20,55	1,00	20,55
4,00	Angulares de remate L 8"x4"x3/8"	lb	1 204,72	1,00	1 204,72
5,00	Pernos de corte	unid	24,00	4,00	96,00
D Banqueta					
1,00	Concreto 3 000 psi	m ³	2,14	2,00	4,28
2,00	Acero de refuerzo longitudinal No. 3	varilla	23,00	2,00	46,00
3,00	Acero de refuerzo transversal No. 3	varilla	21,42	2,00	42,84
4,00	Alambre de amarre No. 15	lb	20,50	2,00	41,00
5,00	Relleno	m ³	1,07	2,00	2,13
6,00	Formaleta	m ²	3,75	4,00	15,00
E Postes y barandas					
1,00	Concreto 3 000 psi	m ³	0,04	22,00	0,92
2,00	Acero de refuerzo principal No. 5	varilla	1,11	22,00	24,46
3,00	Acero de refuerzo estribo No 3	varilla	1,90	22,00	41,75
4,00	Alambre de amarre No. 15	lb	48,61	1,00	48,61
5,00	Formaleta	m ²	0,84	22,00	18,48
6,00	Baranda tubo hg dia 2"	lb	247,05	6,00	1 482,28

7.2. Integración de costos unitarios

La integración de costos unitarios está dividida en dos partes, la primera son los costos directos, donde se incluyen los materiales de análisis, mano de obra, prestaciones de mano de obra y por último maquinarias y equipos que se utilizan. Y la segunda parte que integra un costo unitario son los costos indirectos, que es un valor en porcentaje que incluye, gastos de oficina, gastos administrativos, imprevistos, financiamiento, utilidad y seguros.

En todos los análisis de costos unitarios utilizados se consideró para los materiales un desperdicio del 15% y 10% para los elementos de concreto. La integración de los costos indirectos es:

Tabla XXXVII. Integración de costos indirectos

Descripción	Porcentaje
Gastos de oficina	4%
Gastos administrativos	9%
Imprevistos	6%
Financiamiento	8%
Utilidad	10%
Seguros	3%

Total costo indirecto.... 40%

7.3. Ejemplo de costo unitario

Cálculo de Costo Unitario										
Nombre del proyecto:		Presupuesto puente en acero								
Ubicación:		Perímetro de la ciudad						km=	50	
Fecha:		Jun-08						5	9	
Descripción del Costo unitario										
Vigas principales de acero A-36						Cantidad de análisis:		15,00 ml		
Costos Directos:										
Materiales										
No.	Descripción	a	b	h	t	unid.	cant.	p.unit.	total	
1	Viga principal W50x145.77	7137,72	1,00	1,05		lb	7 494,61	6,15	Q 46 091,83	
2	Rigidizantes para canal pl 8 3/4"x50"3/8"	46,48	8,00	1,05		lb	390,43	6,15	Q 2 401,16	
3	Rigidizantes para viga pl 4"x50"x3/8"	21,25	19,00	1,05		lb	423,94	6,15	Q 2 607,22	
4	Pernos de anclaje	60,00	1,00	1,05		lb	63,00	10,15	Q 639,45	
5	Placas de anclaje	99,44	1,00	1,05		lb	104,41	10,15	Q 1 059,78	
6	Placa de apoyo móvil pl 16"x11"x1 5/16"	65,45	1,00	1,05		lb	68,72	10,15	Q 697,53	
7	Placas de apoyo fijo pl 16"x12"x 1/8"	6,80	3,00	1,05		lb	21,42	10,15	Q 217,41	
8	Neopreno	0,12	1,00	1,05		m ²	0,13	1 200,00	Q 151,20	
Total Materiales ...									Q 53 865,58	
Mano de obra										
No.	Descripción	a	b	h	t	unid.	cant.	p.unit.	total	
A	Mano de obra soldador					m ³	1,00	16 000,00	Q 16 000,00	
B	Ayudante					m ³	1,00	8 000,00	Q 8 000,00	
Total Mano de obra...									Q 24 000,00	
Prestaciones Mano de obra										
No.	Descripción	a	b	h	t	unid.	cant.	p.unit.	total	
A	Prestaciones M.O. soldador	16 000,00	75,00%			Q	1,00	12 000,00	Q 12 000,00	
B	Prestaciones M.O. ayudante	8 000,00	75,00%			Q	1,00	6 000,00	Q 6 000,00	
Total Prestaciones...									Q 18 000,00	
Maquinaria y equipo										
No.	Descripción	a	b	h	t	unid.	cant.	p.unit.	total	
A	Soldadora					unid.	1,00	5 000,00	Q 5 000,00	
B	Gasolina					galón	10,00	35,00	Q 350,00	
C	Grúa					hora	36,00	250,00	Q 9 000,00	
D	Polipastos					glob	1,00	500,00	Q 500,00	
Total Maquinaria y equipo...									Q 14 850,00	
Costos Indirectos										
No.	Descripción	a	b	h	t	unid.	cant.	p.unit.	total	
A	Porcentaje de indirectos	40%	53 865,58	42 000,00	14 850,00	Q	1,00	44 286,23	Q 44 286,23	
B	Fletes					flete	1,00	2 000,00	Q 2 000,00	
Total Costos de operación ...									Q 46 286,23	
RESUMEN										
Costos Directos										
1	Total materiales								Q	53 865,58
2	Total mano de obra (incluye prestaciones)								Q	42 000,00
3	Total maquinaria y equipo								Q	14 850,00
Total Costos Directos...									Q 110 715,58	
Costos Indirectos										
4	Total indirectos								Q	46 286,23
Total Costos Indirectos...									Q 46 286,23	
Sub - Total...									Q 157 001,81	
Total Costo unitario...								15,00 ml		
Vigas principales de acero A-36								Q 10 466,79		

7.4. Presupuesto del puente en acero

Tabla XXXVIII. Presupuesto del puente en acero

PRESUPUESTO					
Nombre del proyecto:		Presupuesto puente en acero			
Ubicación:		Perímetro de la ciudad			
Fecha:	Jun-08				
No.	Descripción	unidad	Cantidad	Punit.	Total
1,00	Vigas principales	ml	60,00	10 466,79	628 007,40
2,00	Vigas secundarias	ml	36,00	960,99	34 595,64
3,00	Losa acero metal-deck	m ²	135,00	1 503,43	202 963,05
4,00	Banqueta	ml	30,00	2 395,22	71 856,60
5,00	Postes y barandas	ml	30,00	2 126,98	63 809,40

Total del proyecto... **Q 1 001 232,09**

8. CUANTIFICACIÓN Y PRESUPUESTO PARA PUENTE EN CONCRETO, BASADO EN PROTOTIPO

Para el presupuesto del puente en concreto se tiene:

8.1. Cuantificación del puente en concreto

Tabla XXXIX. Cuantificación puente en concreto

No.	Descripción	unidad	Cantidad	Número	Total
A					
Viga central					
1,00	Concreto 4 000 psi	m ³	11,70	1,00	11,70
2,00	Acero de refuerzo a tensión 18 No. 10	varilla	51,75	1,00	51,75
3,00	Acero de refuerzo a compresión 6 No. 10	varilla	17,25	1,00	17,25
4,00	Acero de refuerzo adicional 4 No. 5	varilla	11,50	1,00	11,50
5,00	Estribo No. 5 @ 35 cm	varilla	49,76	1,00	49,76
6,00	Eslabón No. 4	varilla	8,48	2,00	16,96
7,00	Alambre de amarre No. 15	lb	606,75	1,00	606,75
8,00	Formaleta para viga	m ²	48,00	1,00	48,00
B					
Viga exterior					
1,00	Concreto 4 000 psi	m ³	11,70	2,00	23,40
2,00	Acero de refuerzo a tensión 13 No. 10	varilla	37,38	2,00	74,75
3,00	Acero de refuerzo a compresión 5 No. 10	varilla	14,38	2,00	28,75
4,00	Acero de refuerzo adicional 4 No. 5	varilla	11,50	2,00	23,00
5,00	Estribo No. 5 @ 35 cm	varilla	49,76	2,00	99,51
6,00	Eslabón No. 4	varilla	8,48	4,00	33,93
7,00	Alambre de amarre No. 15	lb	983,49	2,00	1 966,98
8,00	Formaleta para viga	m ²	48,00	2,00	96,00
C					
Vigas secundarias (Diafragmas int.)					
1,00	Concreto 4 000 psi	m ³	1,19	2,00	2,38
		m ³	0,22	2,00	0,43
2,00	Acero de refuerzo a tensión 3 No. 8	varilla	5,18	2,00	10,35
3,00	Acero de refuerzo a compresión 2 No. 5	varilla	3,45	2,00	6,90
4,00	Acero de refuerzo adicional 2 No. 5	varilla	3,45	2,00	6,90
5,00	Estribo No.3 @ 20 cm	varilla	14,99	2,00	29,98
6,00	Eslabón No. 3 @ 20 cm	varilla	2,93	2,00	5,87
7,00	Alambre de amarre No. 15	lb	106,92	2,00	213,84
8,00	Formaleta para viga	m ²	11,30	2,00	22,61

Continuación Tabla XXXIX.

Cuantificación puente en concreto					
No.	Descripción	unidad	Cantidad	Número	Total
D Vigas secundarias (Diafragmas exteriores)					
1,00	Concreto 4 000 psi	m ³	2,05	2,00	4,10
2,00	Acero de refuerzo a tensión 4 No. 8	varilla	6,90	2,00	13,80
3,00	Acero de refuerzo a compresión 3 No. 5	varilla	5,18	2,00	10,35
4,00	Acero de refuerzo adicional 4 No. 5	varilla	6,90	2,00	13,80
5,00	Estribo No.3 @ 20 cm	varilla	12,42	2,00	24,84
6,00	Eslabón No. 3 @ 20 cm	varilla	2,07	4,00	8,28
7,00	Alambre de amarre No. 15	lb	142,78	2,00	285,55
8,00	Formaleta para viga	m ²	15,84	2,00	31,68
E Apoyos					
1,00	Placa apoyo fijo L 6"x8 1/2"x 1/2"	lb	24,65	12,00	295,80
2,00	Pl 4"x6"x1/2"	lb	3,40	12,00	40,80
3,00	Perno horizontal dia 1"	unid	6,00	1,00	6,00
4,00	Perno vertical dia 1"	unid	8,00	1,00	8,00
5,00	Placa apoyo PL 16"x12"x 1/8"	lb	6,80	18,00	122,40
8,00	Elastómerico	m ²	0,15	12,00	1,80
D Losa tradicional					
1,00	concreto 4 000 psi	m ³	27,00	1,00	27,00
2,00	Acero de refuerzo tensión longitudinal No. 5 @ 25 cm	varilla	103,50	1,00	103,50
3,00	Acero de refuerzo tensión transversal No. 5 @ 15 cm	varilla	172,50	1,00	172,50
4,00	Acero de refuerzo compresión No. 5 @ 25 cm	varilla	103,50	1,00	103,50
5,00	Acero de refuerzo compresión No. 5 @ 15 cm	varilla	172,50	1,00	172,50
6,00	bastón No. 4 @ 30 cm	varilla	20,70	1,00	20,70
7,00	Alambre de amarre	lb	1 133,57	1,00	1 133,57
8,00	Formaleta para losa	m ²	108,00	1,00	108,00
D Banqueta					
1,00	Concreto 3 000 psi	m ³	2,14	2,00	4,28
2,00	Acero de refuerzo longitudinal No. 3	varilla	23,00	2,00	46,00
3,00	Acero de refuerzo transversal No. 3	varilla	21,42	2,00	42,84
4,00	Alambre de amarre No. 15	lb	20,50	2,00	41,00
5,00	Relleno	m ³	1,07	2,00	2,13
6,00	Formaleta	m ²	3,75	4,00	15,00
E Postes y barandas					
1,00	Concreto 3 000 psi	m ³	0,04	22,00	0,92
2,00	Acero de refuerzo principal No. 5	varilla	1,11	22,00	24,46
3,00	Acero de refuerzo estribo No 3	varilla	1,90	22,00	41,75
4,00	Alambre de amarre No. 15	lb	48,61	1,00	48,61
5,00	Formaleta	m ²	0,84	22,00	18,48
6,00	Baranda tubo hg diámetro 2"	lb	247,05	6,00	1 482,28

8.2. Integración de costos unitarios

Para la integración de los costos unitarios para el puente en concreto, se tienen los mismos datos de desperdicios e integración de costos unitarios.

8.3. Ejemplo de costo unitario

Se tomarán como referencia el cálculo de los costos unitarios del presupuesto en acero, para tener una mejor comparación:

Cálculo de Costo Unitario										
Nombre del proyecto:		Presupuesto puente en concreto								
Ubicación:		Perímetro de la ciudad						km=	50	
Fecha:		Jun-08						9	16	
Descripción del Costo unitario										
Viga central							Cantidad de análisis:	15,00 ml		
Costos Directos:										
Materiales										
No.	Descripción	a	b	h	t	unid.	cant.	p.unit.	total	
1	Concreto 4 000 psi					m ³	11,70	978,25	Q 11 445,53	
2	Acero 18 No. 10					varilla	55,00	444,52	Q 24 448,60	
3	Acero 6 No. 10					varilla	18,00	444,52	Q 8 001,36	
4	Acero adicional 4 No. 5					varilla	12,00	107,55	Q 1 290,60	
5	Estribo No. 5					varilla	50,00	107,55	Q 5 377,50	
6	Eslabón No. 4					varilla	17,00	68,80	Q 1 169,60	
7	Alambre de amarre No 15					lb	610,00	6,55	Q 3 995,50	
8	Formaleta para viga					global	1,00	14 029,83	Q 14 029,83	
Total Materiales ...									Q 69 758,52	
Mano de obra										
No.	Descripción	a	b	h	t	unid.	cant.	p.unit.	total	
A	Mano de obra albañil					ml	15,00	250,00	Q 3 750,00	
B	Mano de obra albañil					ml	15,00	300,00	Q 4 500,00	
C	Ayudante					ml	15,00	160,00	Q 2 400,00	
Total Mano de obra...									Q 10 650,00	
Prestaciones Mano de obra										
No.	Descripción	a	b	h	t	unid.	cant.	p.unit.	total	
A	Prestaciones albañil	3 750,00	75,00%			Q	1,00	2 812,50	Q 2 812,50	
B	Prestaciones albañil	4 500,00	75,00%							
C	Prestaciones ayudante	2 400,00	75,00%			Q	1,00	1 800,00	Q 1 800,00	
Total Prestaciones ...									Q 4 612,50	
Maquinaria y equipo										
No.	Descripción	a	b	h	t	unid.	cant.	p.unit.	total	
						unid.			Q -	
						galón			Q -	
Total Maquinaria y equipo...									Q -	
Costos Indirectos										
No.	Descripción	a	b	h	t	unid.	cant.	p.unit.	total	
A	Porcentaje de indirectos	40%	69 758,52	15 262,50	0,00	Q	1,00	34 008,41	Q 34 008,41	
B	Fletes					Flete	1,00	1 200,00	Q 1 200,00	
Total Costos de operación ...									Q 35 208,41	
RESUMEN										
Costos Directos										
1	Total materiales								Q	69 758,52
2	Total mano de obra (incluye prestaciones)								Q	15 262,50
3	Total maquinaria y equipo								Q	-
Total Costos Directos...									Q 85 021,02	
Costos Indirectos										
4	Total indirectos								Q	35 208,41
Total Costos Indirectos...									Q 35 208,41	
Sub - Total...									Q 120 229,42	
Total Costo unitario...								15,00 ml		
Viga central								Q	8 015,29	

8.4. Presupuesto del puente en concreto

Tabla XL. Presupuesto del puente en concreto

PRESUPUESTO					
Nombre del proyecto:		Presupuesto puente en concreto			
Ubicación:		Perímetro de la ciudad			
Fecha:	Jun-08				
No.	Descripción	unidad	Cantidad	Punit.	Total
1,00	Viga central	ml	15,00	8 015,29	Q 120 229,35
2,00	Vigas exteriores	ml	30,00	7 523,27	Q 225 698,10
3,00	Vigas secundarias 1	ml	14,40	3 560,82	Q 51 275,81
4,00	Vigas secundarias 2	ml	14,40	4 236,16	Q 61 000,70
5,00	Apoyos de vigas	unid	6,00	2 343,04	Q 14 058,24
6,00	Losa tradicional	m ²	135,00	1 859,05	Q 250 971,75
7,00	Banquetas	ml	30,00	2 395,22	Q 71 856,60
8,00	Postes y barandas	ml	30,00	2 126,98	Q 63 809,40
Total del proyecto...					Q 858 899,95

8.5. Comparaciones de costos entre puente en acero y en concreto

Tabla XLI. Comparaciones puente de acero contra puente en concreto

COMPARACIONES, PUENTE ACERO Y CONCRETO					
Nombre del proyecto:		Presupuesto puente en concreto			
Ubicación:		Perímetro de la ciudad			
Fecha:	Jun-08				
No.	Descripción	unidad	Punit.	Diferencia	Porcentaje
A	Vigas principales				
	vigas puente en acero	unid.	628 007,40		174%
	vigas puente en concreto	unid.	359 985,69	Q 268 021,71	57%
B	Vigas secundarias				
	vigas puente en acero	unid.	34 595,64		31%
	vigas puente en concreto	unid.	112 276,51	Q (77 680,87)	325%
C	Losas				
	Losa puente en acero	unid.	202 963,05		81%
	Losa puente en concreto	unid.	250 971,75	Q (48 008,70)	124%
D	Diferencias			Q 142 332,14	

Se puede concluir con base en los datos anteriores que el puente de concreto es más económico en Q 142 332,14.

Una de las ventajas de construir un puente en acero es el montaje, la facilidad con que se pueden armar la mayoría de las piezas en planta. La diferencia radica principalmente en puentes medianos a puentes largos, debido a las características de resistencia del acero ya que para puentes cortos se incrementa el costo.

El diseño del puente de este proyecto se encuentra entre el límite de puentes cortos y puentes medianos, se podría lograr un diseño más económico reformulando la geometría a un puente de tres vigas, lográndose un mejor desempeño de los elementos estructurales, sin embargo, en este diseño se tomó el criterio de ser conservador.

9. GUÍA GENERAL PARA EL PRE-DIMENSIONAMIENTO DE Puentes EN ACERO Y CONCRETO

9.1. Guía para el pre-dimensionamiento de puentes en acero

Dentro de los análisis obtenidos de la investigación de puentes para una longitud de 15 metros se tomaron las fórmulas para la creación de las siguientes tablas, además se tomó como base inicial una longitud de 5 metros hasta llegar a una luz de 30 metros. Para ello se debe seguir los siguientes pasos:

1. **Calcular las cargas de diseño:** cargas muertas, cargas vivas y factor de impacto.
2. **Definir el tipo de conexiones a utilizar:** estas conexiones pueden ser pernadas o soldadas.
3. **Definir los materiales para la super-estructura:** vigas armadas tipo Joist, vigas de molino o vigas armadas.
4. **Diseño estructural:** datos del diseño, losa, diafragmas, vigas, tensores y rigidizantes.
5. **Chequeos de las secciones propuestas:** chequeos de corte y deflexiones permisibles.
6. **Deberá analizarse el costo de longitudes mayores a 30 metros:** puede agregársele al diseño apoyos intermedios.

9.1.1. Tabla general para puentes en acero

Tabla XLII. Resumen de puentes en acero

No.	DESCRIPCIÓN	LONGITUD EN METROS			
		15,00	20,00	25,00	30,00
A	VIGAS PRINCIPALES				
	PERALTE	50"	60"	65"	70"
	ALMA	1/2"	5/8"	3/4"	3/4"
	Bf 1	16"	18"	22"	24"
	Tf 1	3/4"	1"	1 1/2"	2
	Bf 2	12"	12"	20"	20"
	Tf 2	3/4"	3/4"	7/8"	7/8"
B	VIGAS SECUNDARIAS				
	VIGAS	C 15x39,99	W12x30	W12x40	W12x40
C	RIGIDIZANTES				
	RIGIDIZANTE 1	L 3"x3"x3/16"	L 3"x3"x3/16"	L 4"x4"x3/16"	L 4"x4"x3/16"
	RIGIDIZANTE 2	PL 4"x50"x3/8"	PL 4"x60"x3/8"	PL 6"x65"x3/8"	PL 6"x65"x3/8"

9.2. Guía para el pre-dimensionamiento de puentes en concreto

De los resultados obtenidos del puente prototipo se logró determinar los siguientes pasos:

1. **Calcular las cargas de diseño:** cargas muertas, cargas vivas y factor de impacto.
2. **Calcular las fuerzas de diseño:** fuerzas de viento, fuerzas térmicas, fuerzas de sismo, fuerzas de frenado y fuerzas centrífugas.
3. **Diseño estructural:** datos del diseño, cálculo de los momentos por carga viva y muerta, integración de cargas, acera, postes y barandas, vigas principales, vigas exteriores, vigas secundarias.
4. **Chequeos de las secciones propuestas:** chequeos de corte y deflexiones permisibles.

9.2.1. Tabla general para puentes en concreto

Tabla XLIII. Resumen de puentes en concreto

No.	DESCRIPCIÓN	LONGITUD EN METROS					
		5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00
A LOSA							
1	DISTANCIA ENTRE VIGAS PRINCIPALES	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
2	PERALTE DE LOSA	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
3	FACTOR DE IMPACTO	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
4	REFUERZO ARMADO SUPERIOR TRANSVERSAL	4@ 30 cm	4@ 30 cm	4@ 30 cm	4@ 30 cm	4@ 30 cm	4@ 30 cm
5	REFUERZO ARMADO SUPERIOR LONGITUDINAL	5 @ 25 cm	5 @ 25 cm	5 @ 25 cm	5 @ 25 cm	5 @ 25 cm	5 @ 25 cm
6	REFUERZO ARMADO INFERIOR TRANSVERSAL	5 @ 15 cm	5 @ 15 cm	5 @ 15 cm	5 @ 15 cm	5 @ 15 cm	5 @ 15 cm
7	REFUERZO ARMADO INFERIOR LONGITUDINAL	5 @ 25 cm	5 @ 25 cm	5 @ 25 cm	5 @ 25 cm	5 @ 25 cm	5 @ 25 cm
B VIGA CENTRAL							
1	LARGO	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00
2	ANCHO	0,20	0,35	0,60	0,65	0,65	0,75
3	ALTO	0,50	0,85	1,50	1,70	1,70	1,90
C VIGA EXTERIOR							
1	LARGO	5,00	10,00	15,00	20,00	25,00	30,00
2	ANCHO	0,20	0,35	0,60	0,65	0,65	0,75
3	ALTO	0,50	0,85	1,50	1,70	1,70	1,90
D DIAFRAGMAS							
1	LARGO	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
2	ANCHO	0,15	0,25	0,30	0,55	0,55	0,60
3	ALTO	0,40	0,65	1,15	1,30	1,30	1,45
4	REFUERZO A TENSIÓN	2 No. 4	4 No. 6	4 No. 8	7 No. 8	7 No. 8	7 No. 9
5	REFUERZO A COMPRESIÓN	2 No. 3	2 No. 4	3 No. 5	4 No. 6	4 No. 6	6 No. 6
6	REFUERZO ADICIONAL	2 No. 4	2 No. 5	4 No. 5	4 No. 5	4 No. 5	3 No. 6
7	ESTRIBO	3 @ 20 cm.	3 @ 30 cm.	3 @ 30 cm.	3 @ 30 cm.	3 @ 30 cm.	3 @ 35 cm.

10. IMPACTO AMBIENTAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PUNTES

La construcción de puentes, al igual que todas las actividades realizadas por el hombre en la tierra, genera impacto en los componentes ambientales, físico, biológico y social. Este impacto puede ser de carácter positivo, negativo, irreversible con posibles mitigaciones o neutro.

10.1. Principios de evaluación

De acuerdo con las leyes actuales, se pueden realizar dos tipos de estudios de impacto ambiental: impacto ambiental no significativo o evaluación rápida e impacto ambiental significativo o evaluación general.

10.1.1. Impacto ambiental no significativo

Es un estudio que se realizará por medio de una visita de observación al sitio propuesto, por parte de técnicos en la materia aprobados por el Ministerio de Ambiente y por cuenta del interesado, para determinar si la acción propuesta no afecta significativamente el ambiente. El criterio debe basarse en proyectos similares según tamaño, localización e indicadores que se crean pertinentes.

10.1.2. Impacto ambiental significativo

Estas evaluaciones se podrán desarrollar en dos fases: fase preliminar o de factibilidad, que debe contar con:

- Datos de la persona interesada, individual o jurídica.
- Descripción del proyecto, escenario ambiental.
- Principales impactos y medidas de mitigación.
- Sistemas de disposición de desechos.
- Plan de contingencia.
- Plan de seguridad humana.
- Otros datos que se consideren necesarios.

La fase completa, generalmente, se aplica a proyectos con grandes impactos y debe ser un estudio, lo más completo posible, que además de lo establecido en la fase preliminar, deberá responder a las siguientes interrogantes:

- a. ¿Qué sucederá al medio ambiente por la ejecución del proyecto?
- b. ¿Cuál es el alcance de los cambios que sucedan?
- c. ¿Qué importancia tienen los cambios?
- d. ¿Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos?
- e. ¿Qué opciones o posibilidades son factibles?
- f. ¿Qué piensa la comunidad del proyecto?

Toda autorización derivada de un estudio de evaluación de impacto ambiental significativo, deberá garantizar su cumplimiento por parte de la persona interesada, individual o jurídica, por medio de una fianza que será determinada por el Ministerio de Ambiente.

10.2. Impactos y medidas de mitigación

Para la construcción de un puente, los impactos generados se consideran poco significativos por lo que se puede realizar una evaluación rápida. Esta evaluación debe contener información básica, establecer con suficiente nivel de detalle los impactos negativos previstos y sus medidas de mitigación propuestas con su respectivo costo.

10.3. Evaluación rápida

10.3.1. Información general

- a. Nombre de la comunidad.
- b. Municipio.
- c. Departamento .

10.3.2. Tipo de proyecto

Puente vehicular de una vía de concreto armado en camino rural.

10.3.3. Consideraciones especiales

Consideraciones identificadas en oficina o durante visita de campo.

10.3.3.1. Consideraciones sobre áreas protegidas

Las áreas se encuentran incluidas dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP), para ello se tiene:

- a. ¿Se ubica el proyecto dentro de un área protegida legalmente establecida?
- b. Nombre del área protegida.
- c. Categoría de manejo del área protegida.
- d. Base legal de la declaratoria del área protegida.
- e. Ente administrador del área protegida.
- f. Ubicación del proyecto dentro de la zonificación del área protegida.
No se encuentra dentro de zonas protegidas.
- g. Por la ubicación del proyecto dentro de áreas del SIGAP.

10.3.3.2. Consideraciones sobre ecosistemas naturales

- a. ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural?
- b. ¿Estado actual del ecosistema?

10.3.3.3. Otras consideraciones

Cruza el proyecto en alguna de las siguientes zonas:

- a. Zona de alto valor escénico.
- b. Área turística.

- c. Sitio ceremonial.
- d. Sitio arqueológico.
- e. Área de protección agrícola.
- f. Área de asentamiento humano.
- g. Área de producción forestal.
- h. Área de producción pecuaria.

10.4. Impactos ambientales negativos durante la construcción

Se determina que durante la ejecución del proyecto, se presentarán los siguientes impactos ambientales negativos:

Tabla XLIV. Impactos ambientales negativos generados durante la ejecución

Impacto Ambiental Previsto	El presente impacto ambiental requiere de medidas de mitigación que deberán ser implementadas por:		
	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
Actividad			
Deslaves de material	X		
Erosión de cortes	X		
Disposiciones inadecuadas de materiales de desperdicio	X		
Alteración del drenaje superficial	X		
Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción	X		
Contaminación del aire por polvo generado en construcción	X		
Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes		X	
Riesgos para la salud de los trabajadores	X		
Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra	X		

10.5. Impactos ambientales negativos durante la operación

Se determina que durante la operación y mantenimiento de proyectos se generaran los siguientes impactos ambientales negativos:

Tabla XLV. Impactos ambientales negativos generados durante la operación

Impacto Ambiental Previsto	El presente impacto ambiental negativo requiere de medidas de mitigación específico que deberán ser implementadas por:		
	Comité de Mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
Erosión de cortes	X	X	
Accidentes de tránsito	X		
Accidentes a peatones	X		
Reasentamiento Involuntario			X

10.6. Impactos de las medidas de mitigación

Los impactos ambientales negativos, medidas de mitigación, su relación con la etapa del proyecto:

Tabla XLVI. Medidas de mitigación en la ejecución y la operación

ETAPA PROYECTO	CONSTRUCCIÓN		OPERACIÓN Y MANTEMINIENTO	
	Impacto	Medidas de mitigación	Impacto	Medidas de mitigación
Componentes ambientales y sociales				
Ambiente físico				
Suelos	Deslaves de material.	Prevención durante la construcción,	No significativo.	
	Erosión de cortes.	prevención de erosión usando estabilización física.		
	Disposición inadecuada de materiales de desperdicio.	Seleccionar sitios adecuados y colocar en capas no mayores de 0,25 m compactado, posteriormente colocar una capa de material orgánico.		
Recursos hídricos	Alteración del drenaje superficial. Disminución de la calidad del agua.	Construcción durante estación seca, minimizar la erosión de ribera de ríos; alteración mínima de corrientes de aguas naturales.	No significativo.	
	Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción.	Depositar los desechos de insumos en un lugar fuera de la zona del cause del río.		
Calidad del aire	Contaminación del aire por polvo generado en construcción.	Uso de agua para minimizar la generación de polvo.	No significativo.	
Ambiente biológico				
Hábitat natural	No significativo.		No significativo.	
Fauna y flora	No significativo.		No significativo.	
Ambiente social				
Estética y paisaje	Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes.	Limpieza de sitios de construcción.	Erosión de cortes.	Mantenimiento y limpieza en zona de cortes.
Salud humana	Riesgos para la salud de los trabajadores.	Desarrollar plan de seguridad e higiene.	Accidentes de tránsito. Accidentes peatonales.	Regulación y señalización adecuadas.
	Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra.	Hacer sanitario provisional, colocar toneles para la basura y para su posterior disposición en zona adecuada.		
Comunidades humanas	No significativo.		No significativo.	

10.7. Costos de aplicación de las medidas de mitigación

Tabla XLVII. Aplicación de costos de las medidas de mitigación

ETAPA PROYECTO	Medidas de mitigación	Costo
Construcción	Prevención durante la construcción; prevención de erosión usando estabilización física.	Incluido el costo de estabilización de approches.
	Seleccionar sitios adecuados y colocar en capas no mayores de 0,25 m compactado, posteriormente colocar una capa de material	Incluido en costo de excavación.
	Construcción durante estación seca; minimizar la erosión de ribera de ríos; alteración mínima de corrientes de aguas naturales.	Requiere únicamente de programación de inicio de obra en mes adecuado.
	Depositar los desechos de insumos en un lugar fuera de la zona del cauce del río.	Incluido en costos administrativos.
	Uso del agua para minimizar la generación de polvo.	Incluido en costo de excavación.
	Limpieza de sitios de construcción.	Incluido en costos administrativos.
	Desarrollar plan de seguridad e higiene.	Incluido en costos administrativos.
	Hacer sanitario provisional, colocar toneles para la basura y para su posterior disposición en zona adecuada.	Incluido en costos administrativos.
	Operación y mantenimiento	Mantenimiento y limpieza en zona de cortes.
Regulación y señalización adecuadas.		Variable con fondo para mantenimiento del comité

10.8. Recomendaciones de la evaluación

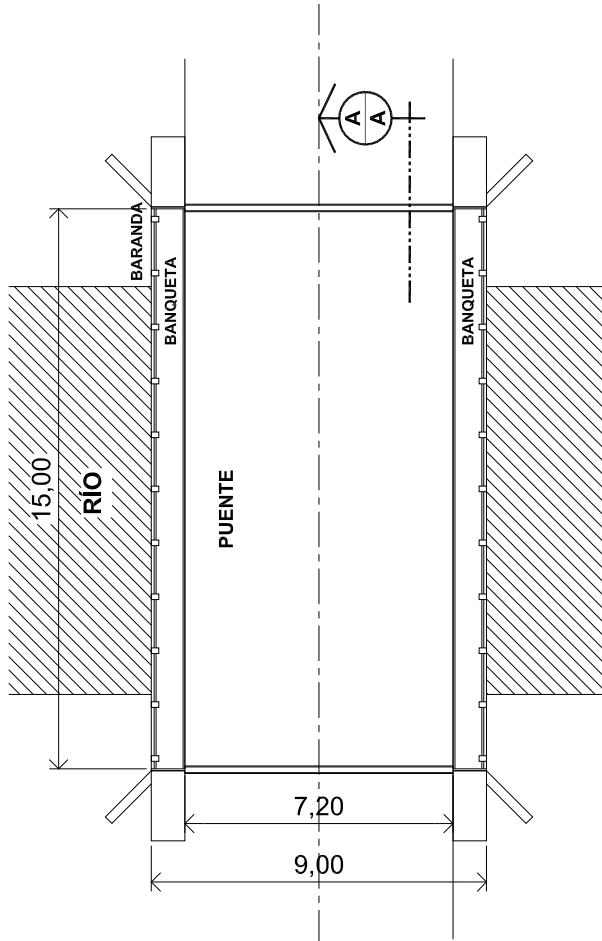
Al observar los impactos generados, los No Significativos y las medidas de mitigación requeridas se considera el proyecto ambientalmente viable, pues aún en costos, la mayoría están incluidos dentro de los renglones principales de trabajo. Se prevé que habrá impactos sociales de carácter positivo, al mejorar la comunicación entre las comunidades y su municipio.

Se agregan también algunas recomendaciones específicas de las medidas:

- El movimiento de tierra realizado por cambio de rasante se debe depositar en una zona adecuada fuera del cauce del río; se debe homogeneizar, conformar y compactar; posteriormente, se debe colocar una capa de suelo orgánico.
- Los taludes del estribo de entrada y salida se estabilizarán, para evitar erosión y falla en los mismos, que puedan causar turbiedad y contaminación en el agua.
- En zonas adyacentes al área donde se construirá el puente no se debe explotar ningún banco de material, ya que modificará el régimen de aguas, el cual en conjunto con el movimiento de materiales, puede afectar notablemente la estabilidad de la estructura.

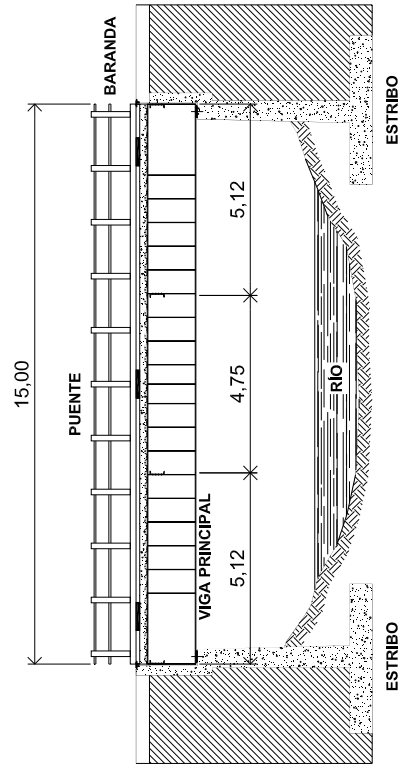
11. PLANOS GENERALES (BASADO EN PROTOTIPO)

11.1. Planos para el puente en acero



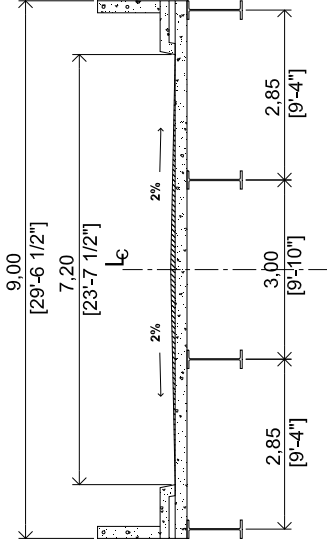
PLANTA DE PUENTE

ESCALA: 1:200
PROTOTIPO



SECCIÓN A-A

ESCALA: 1:200
PROTOTIPO



SECCIÓN TRANSVERSAL

ESCALA: 1:200
PROTOTIPO

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CRITERIOS	DESCRIPCIÓN
DISEÑO	AASHTO, 1996. ACI 1995. AICS.
CONSTRUCCIÓN	ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES DE DGC, 2001.
CARGA VIVA	HS - 20 - 44 DE LA AASHTO.
MATERIALES	
CONCRETO	EN TODOS LOS ELEMENTOS SE UTILIZA CONCRETO $f_c = 4\ 000$ psi, 280 kg/cm ² . A LOS 26 DÍAS, LA PROPORCIÓN DEL CONCRETO SERÁ DE 1:2:2 Y CON UN AGREGADO GRUESO DE $\frac{1}{2}$ ".
ACERO DE REFUERZO	SE USARÁ ACERO DE REFUERZO GRADO 40 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS, DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DE LA AASHTO Y LAS NORMAS ASTM.
RECUBRIMIENTO	SE USARÁ EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO PARA LOS DISTINTOS ELEMENTOS DE CONCRETO: - LOSA DE SUPERFICIE DE RODADURA = 5 cm.
FUNDICIÓN	EL CONCRETO DEBE VERVERSE A UNA ALTURA NO MAYOR DE 50 cm.
RELLENO	TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS, SALVO OTRA INDICACIÓN

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

CONTENIDO: GEOMETRÍA INICIAL
PROYECTO: PROTOTIPO EN ACERO

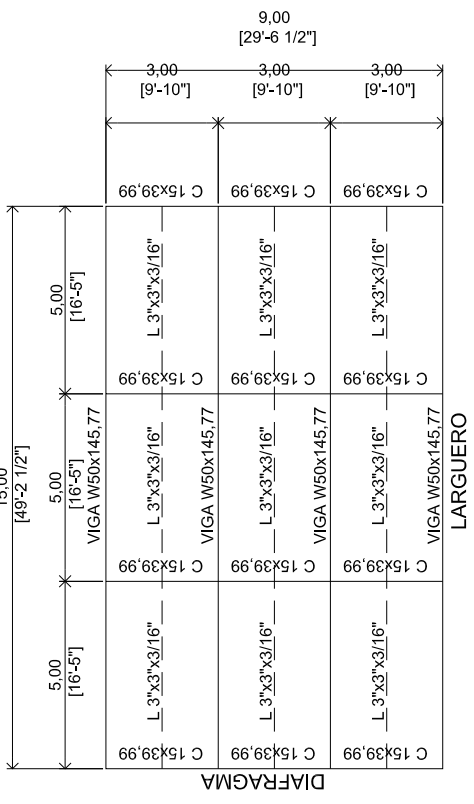
FECHA: JUNIO 98
FRMA ASESOR:

DISEÑO: HÉCTOR RAMOS

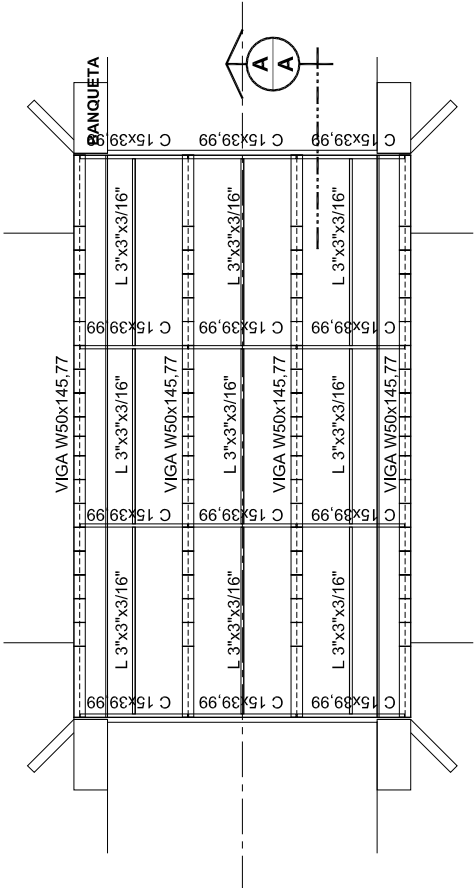
DIBUJO: HÉCTOR RAMOS

HORA:

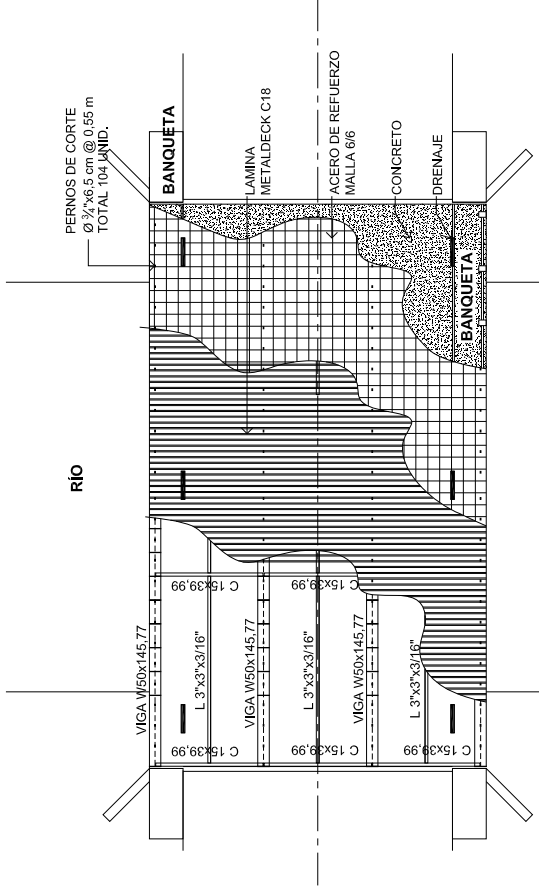
1 / 5



**PLANTA DE PUENTE
MODELO MATEMÁTICO**
ESCALA: 1:200
PROTOTIPO



PLANTA DE PUENTE
ESCALA: 1:200
PROTOTIPO



**PLANTA
ARMADO DE LOSA**
ESCALA: 1:200
PROTOTIPO

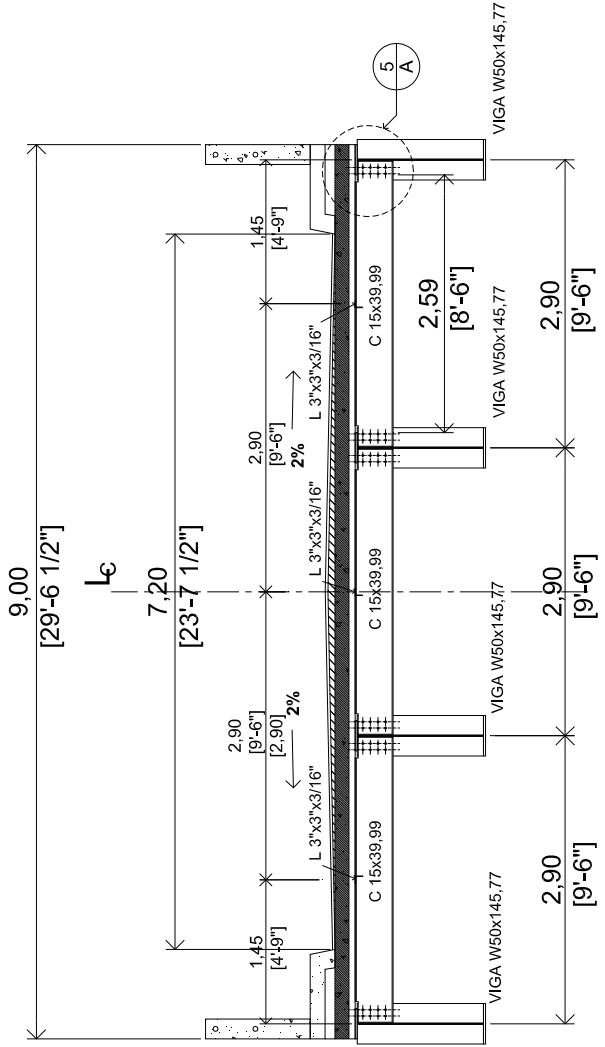
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

CONTENIDO: **DETALLES DE VIGAS Y LOSAS**

PROYECTO: **PROTOTIPO EN ACERO**

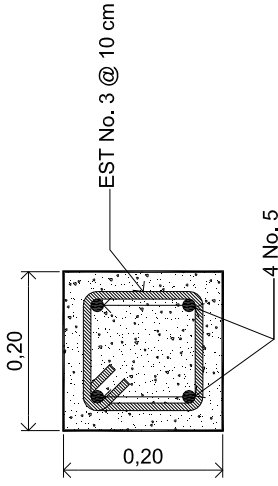
FECHA: JUNIO 98 FIRMA ASESOR:
DISEÑO: HÉCTOR RAMOS
DIBUJO: HÉCTOR RAMOS

HOJA: **2 / 5**



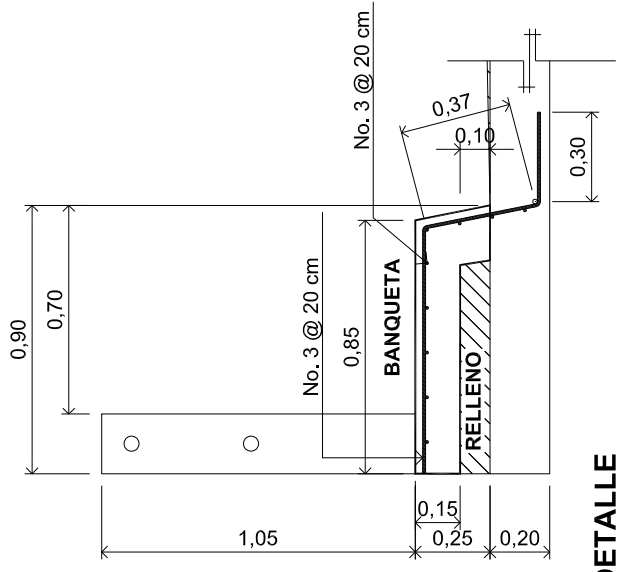
SECCIÓN TRANSVERSAL

ESCALA: 1:75
PROTOTIPO



SECCIÓN A

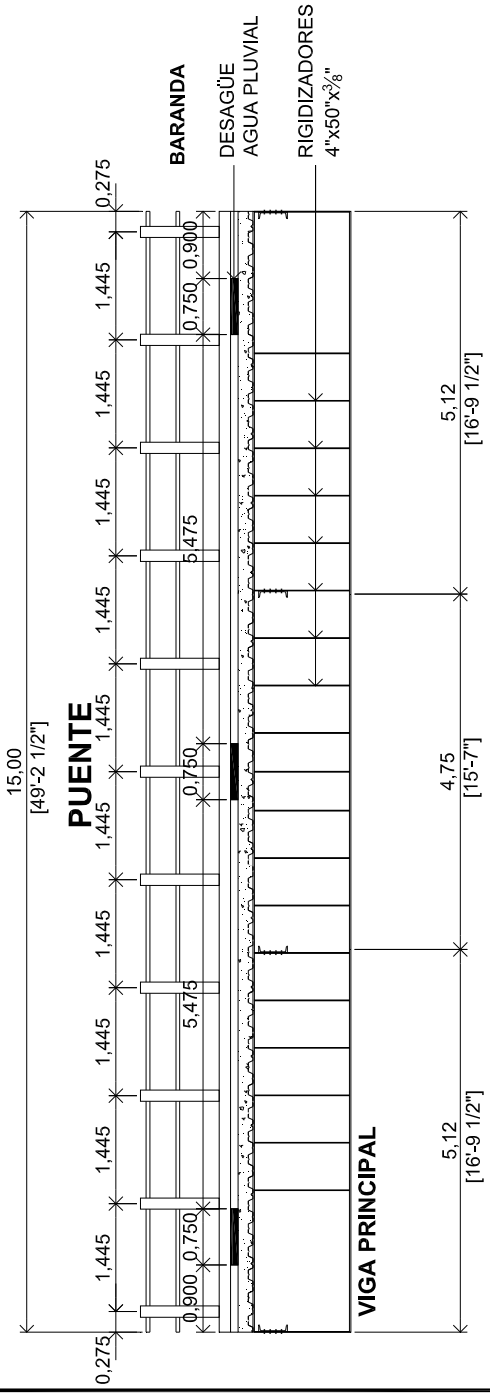
ESCALA: 1:12,5
DE POSTE



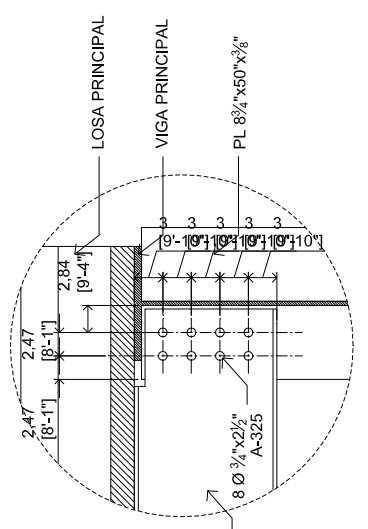
DETALLE DE BANQUETA

ESCALA: 1:25

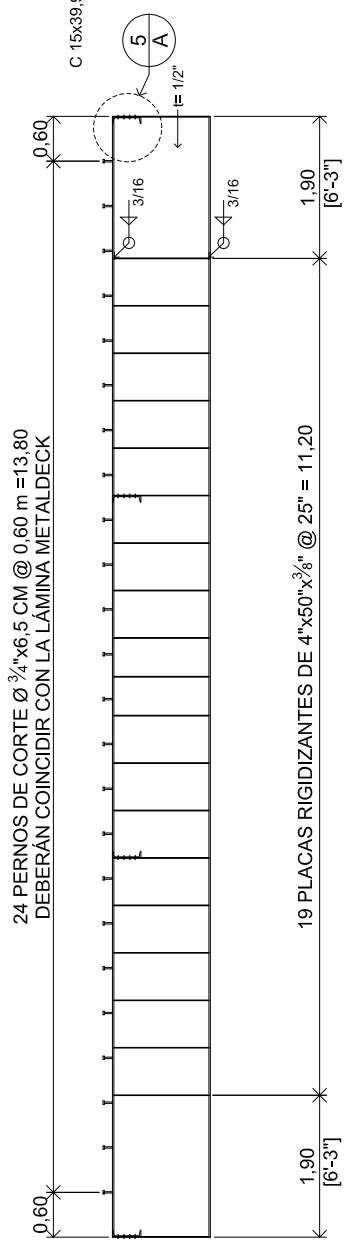
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
CONTENIDO: SECCIÓN TRANSVERSAL	
PROYECTO: PROTOTIPO EN ACERO	
FECHA: JUNIO 98	FIRMA ASESOR:
DISEÑO: HÉCTOR RAMOS	
DIBUJO: HÉCTOR RAMOS	
HOJA:	3 / 5



ELEVACIÓN SUPER-ESTRUCTURA
 ESCALA: 1:100
 PROTOTIPO

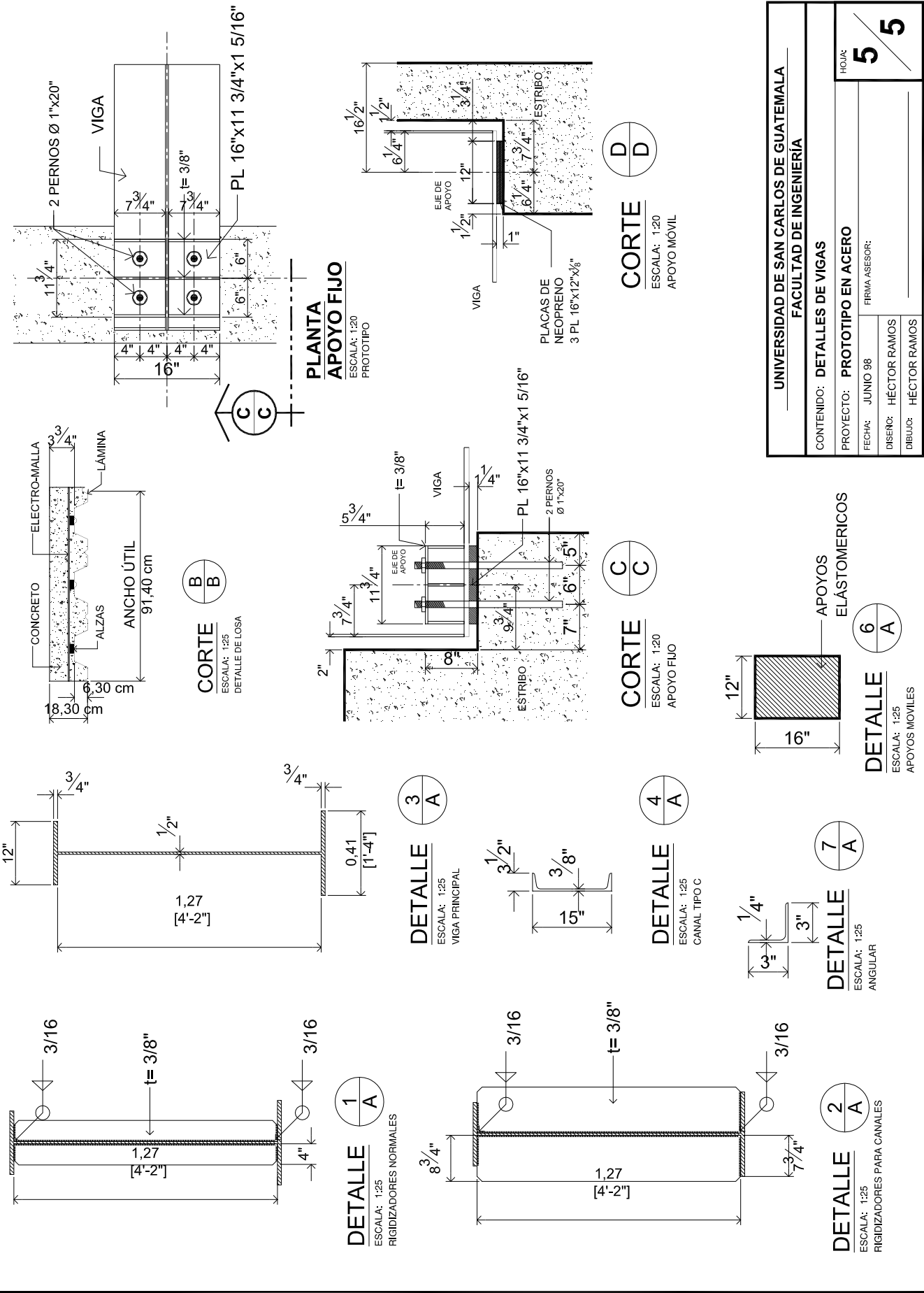


DETALLE 5 A
 ESCALA: 1:20
 PROTOTIPO



DETALLE DE VIGAS
 ESCALA: 1:100
 PROTOTIPO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA	
CONTENIDO: DETALLES DE VIGAS	
PROYECTO: PROTOTIPO EN ACERO	
FECHA: JUNIO 98	FIRMA ASESOR:
DISEÑO: HÉCTOR RAMOS	
DIBUJO: HÉCTOR RAMOS	
HOJA: 4 / 5	

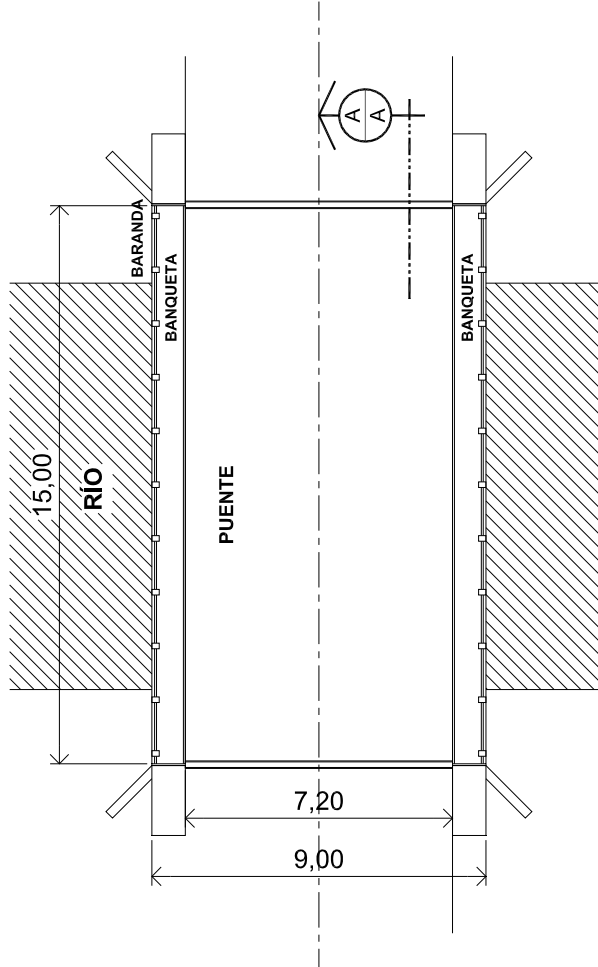


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
CONTENIDO: DETALLES DE VIGAS	
PROYECTO: PROTOTIPO EN ACERO	
FECHA: JUNIO 98	FIRMA ASESOR:
DISEÑO: HÉCTOR RAMOS	
DIBUJO: HÉCTOR RAMOS	
HOJA: 5 / 5	

11.2. Planos para el puente en concreto

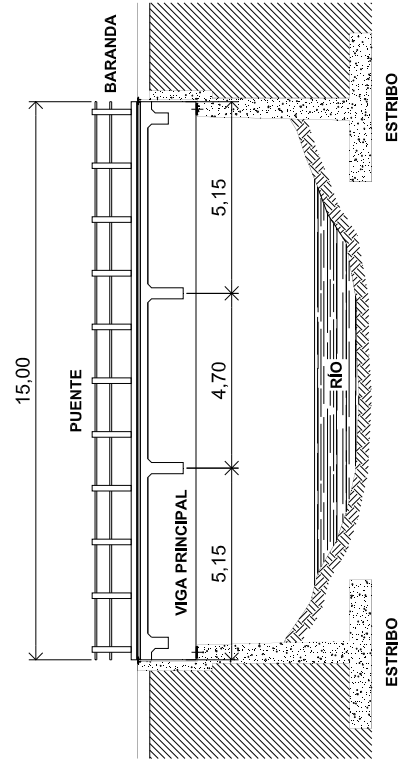
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CRITERIOS	DESCRIPCIÓN
DISEÑO	STANDARD SPECIFICATION FOR HIGHWAY BRIDGES, DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRASPORATION OFFICIALS AASHTO, 1996. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE, DEL AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, ACI, 1995.
CONSTRUCCIÓN	ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS DE GUATEMALA DGC, 2001.
CARGA VIVA	HS - 20 - 44 DE LA AASHTO.
MATERIALES	
CONCRETO	EN TODOS LOS ELEMENTOS SE UTILIZARÁ CONCRETO $f_c = 3\ 000$ psi, 210 kg/cm^2 . A LOS 28 DÍAS. LA PROPORCIÓN DEL CONCRETO SERÁ DE 1:2:2 CON UN AGREGADO GRUESO DE $\frac{1}{2}$ " Y UN MÁXIMO DE 2 cm. CON UN AGREGADO FINO LAVADO Y LIBRE DE MATERIA ORGÁNICA.
ACERO DE REFUERZO	SE USARÁ ACERO DE REFUERZO GRADO 40 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS, DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DE LA AASHTO Y LAS NORMAS ASTM.
RECUBRIMIENTO	SE USARÁ EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO PARA LOS DISTINTOS ELEMENTOS DE CONCRETO: <ul style="list-style-type: none"> - LOSA DE SUPERFICIE DE RODADURA = 5 cm. - VIGAS EN CUALQUIER SENTIDO = 3.5 cm. - PARA ELEMENTOS EXPUESTOS AL SUELO Y EL AGUA = 7.5 cm.
FORMALETAS	EL RECUBRIMIENTO SE MEDIRÁ ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.
GANCHOS	LAS FORMALETA Y LOS ACABADOS FINALES DEL CONCRETO SE HARÁN RESPECTO A LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA DGC.
TRASLAPES	LOS GANCHOS SE DOBLARÁN EN FRÍO Y SEGÚN LA ESP. DE DGC. SERÁN DE 20 DIÁMETROS. SALVO EN VIGAS QUE TENGAS MÁS DE 30 cm. DE CONCRETO BAJO LAS BARRAS CUYO CASO DEBERÁ USARSE 35 DIÁMETROS, SEGÚN ESPECIFICACIONES DE LA DGC.
FUNDICIÓN	EL CONCRETO DEBE VERTERSE A UNA ALTURA NO MAYOR DE 60 cm.
ARISTAS	TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS DEBERÁN SER BISELADAS CON UN DIÁMETRO PROMEDIO DE 2 cm.
RELLENO	DEBE COLOCARSE EN CAPAS ENTRE 30 Y 50 cm.
RELLENO	TODAS LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS, SALVO OTRA INDICACIÓN.



PLANTA DE PUENTE

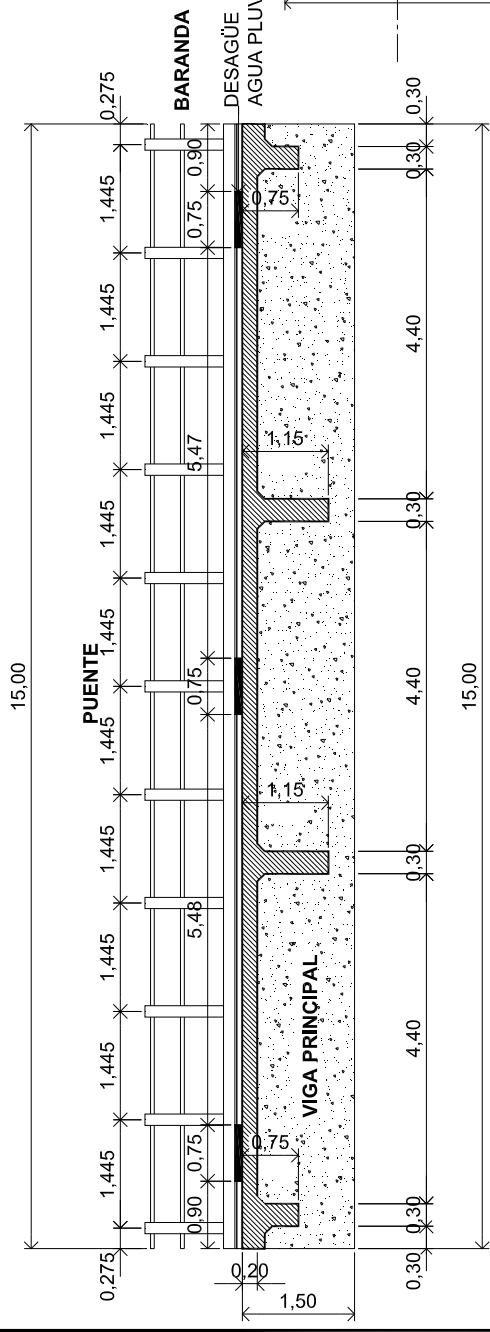
ESCALA: 1:200
PROTOTIPO



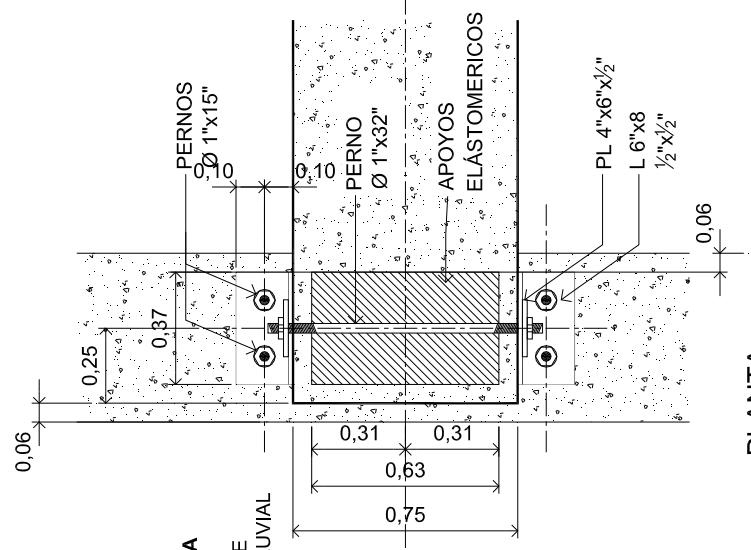
SECCIÓN A-A

ESCALA: 1:200
PROTOTIPO

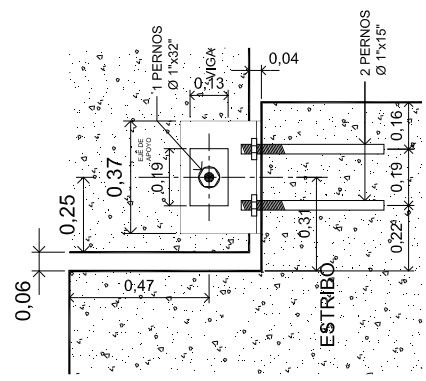
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
CONTENIDO: PLANTA SECCIÓN DE PUENTE	
PROYECTO:	PROTOTIPO EN CONCRETO
FECHA:	JUNIO 98
DISEÑO:	HÉCTOR RAMOS
DIBUJO:	HÉCTOR RAMOS
HOJA:	17



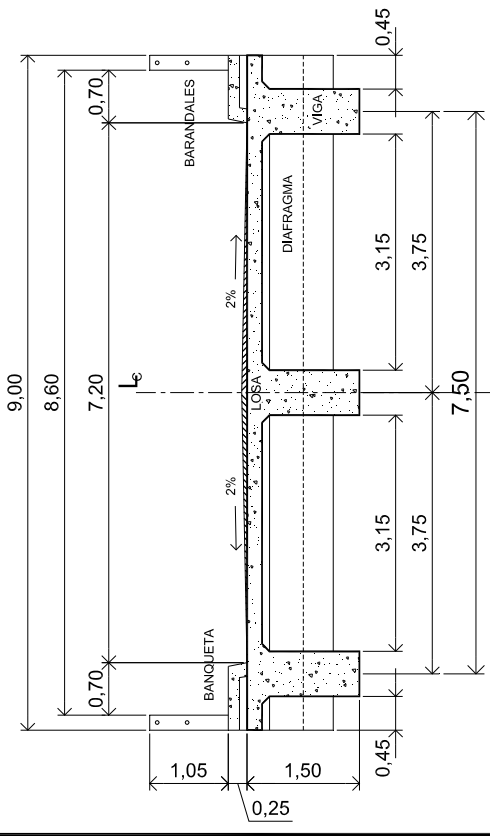
ELEVACIÓN SUPER-ESTRUCTURA
 ESCALA: 1:100
 PROTOTIPO



PLANTA ANCLAJE VIGAS
 ESCALA: 1:20
 PROTOTIPO

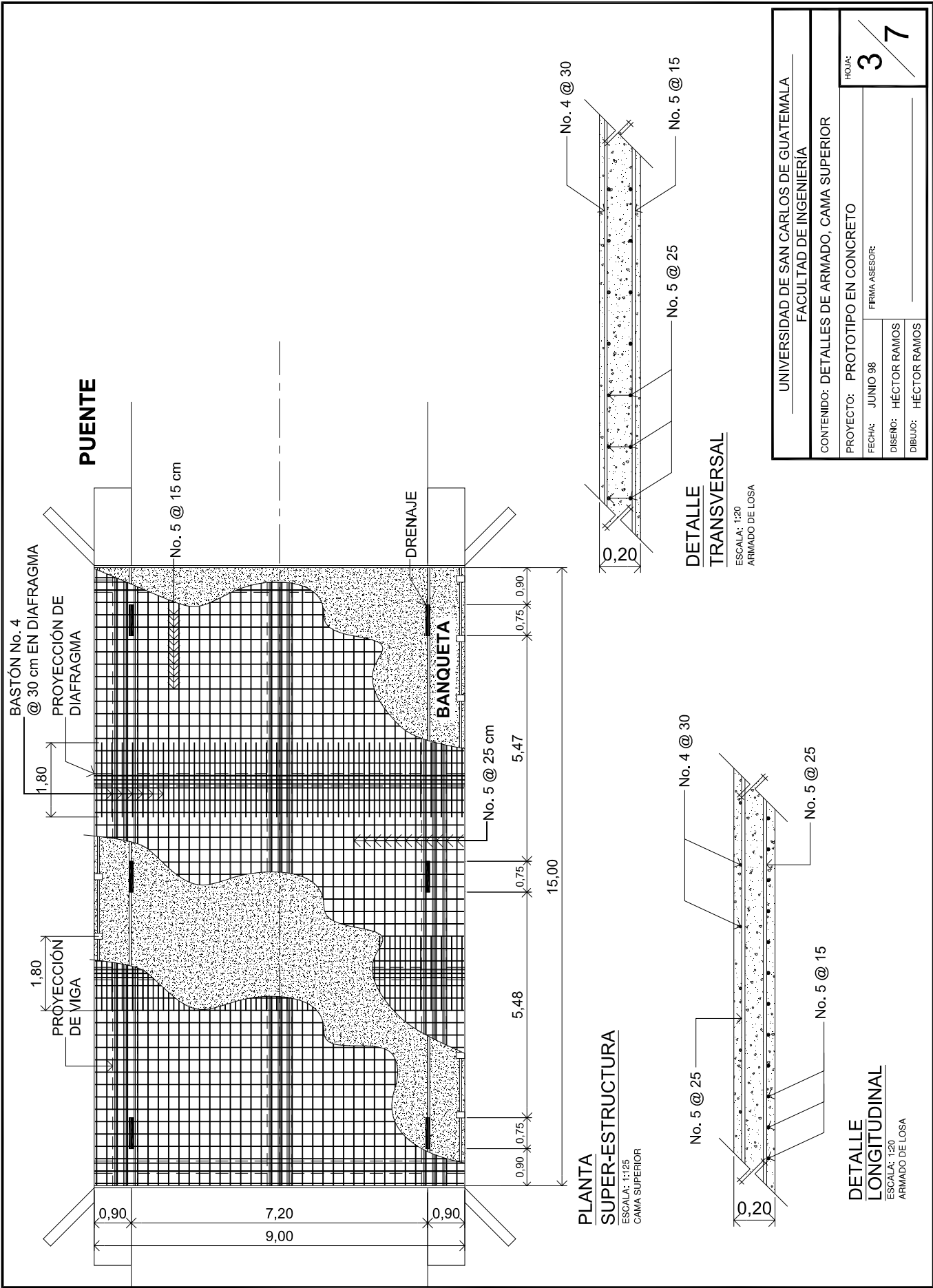


ELEVACIÓN ANCLAJE VIGAS
 ESCALA: 1:20
 PROTOTIPO



SECCIÓN TRANSVERSAL
 ESCALA: 1:100
 PROTOTIPO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
CONTENIDO: ELEVACIÓN SUPER-ESTRUCTURA Y SECCIÓN DE PUENTE	
PROYECTO: PROTOTIPO EN CONCRETO	HOJA: 27
FECHA: JUNIO 98	FIRMA ASESOR:
DISEÑO: HÉCTOR RAMOS	
DIBUJO: HÉCTOR RAMOS	

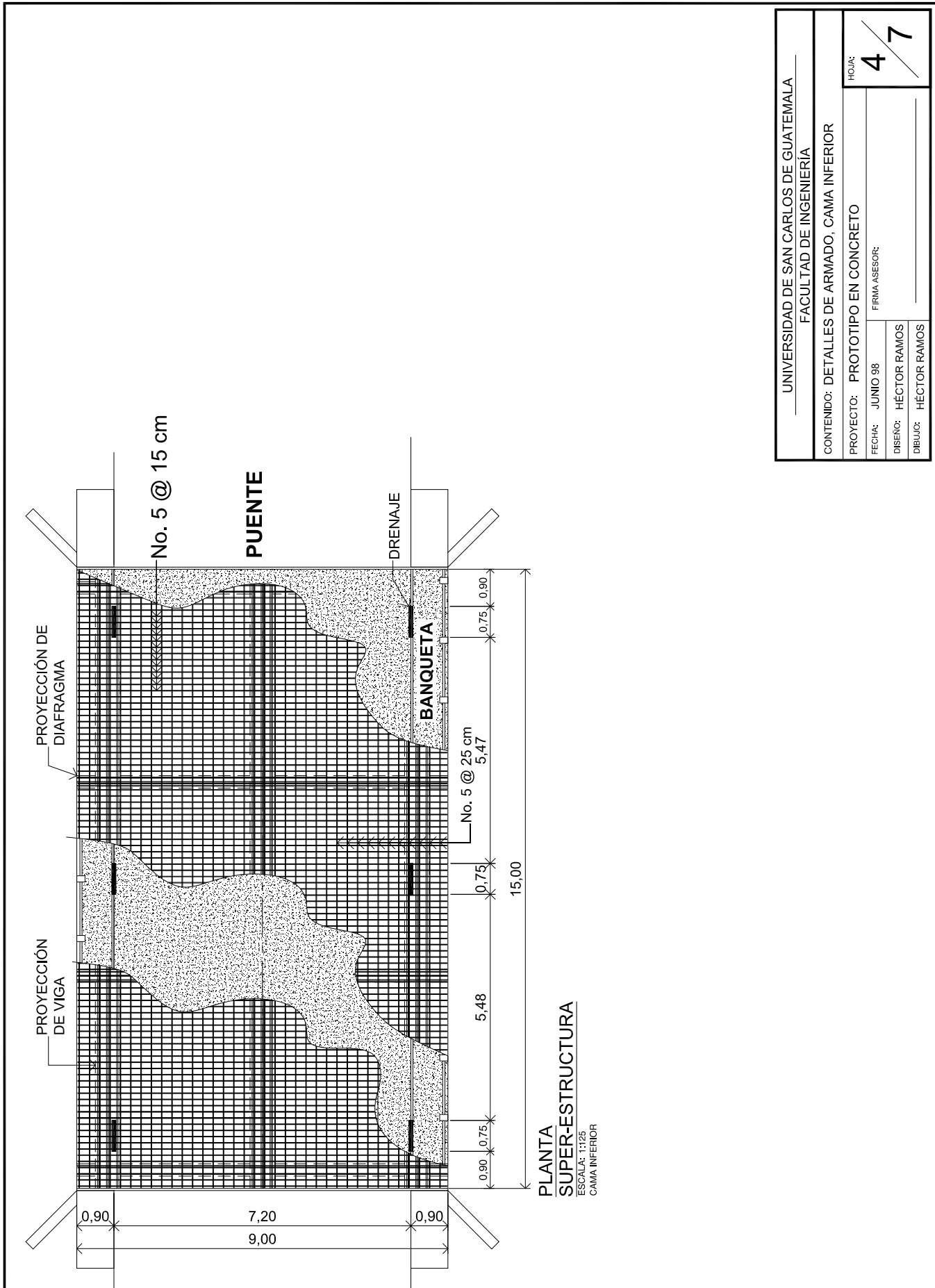


PLANTA SUPER-ESTRUCTURA
 ESCALA: 1:125
 CAMA SUPERIOR

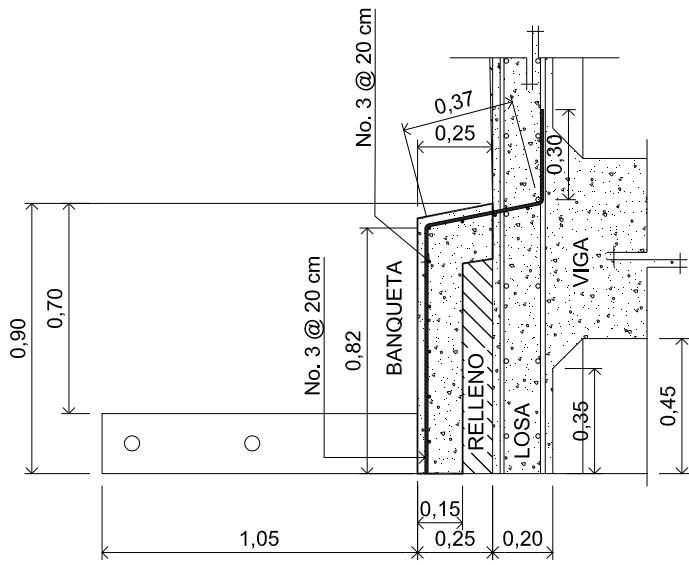
DETALLE TRANSVERSAL
 ESCALA: 1:20
 ARMADO DE LOSA

DETALLE LONGITUDINAL
 ESCALA: 1:20
 ARMADO DE LOSA

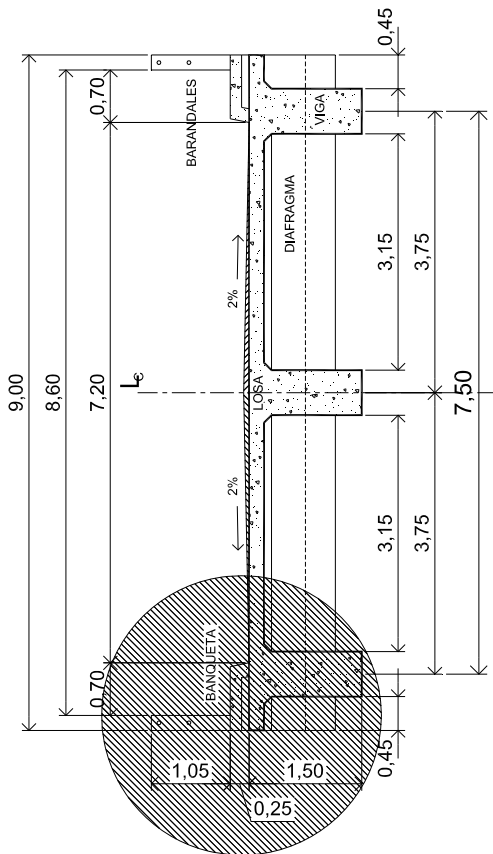
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CONTENIDO: DETALLES DE ARMADO, CAMA SUPERIOR	
PROYECTO: PROTOTIPO EN CONCRETO	HOJA: 3 / 7
FECHA: JUNIO 98	FIRMA ASESOR:
DISEÑO: HECTOR RAMOS	
DIBUJO: HECTOR RAMOS	



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
CONTENIDO: DETALLES DE ARMADO, CAMA INFERIOR	
PROYECTO: PROTOTIPO EN CONCRETO	HOJA: 4/7
FECHA: JUNIO 98	FIRMA ASESOR:
DISEÑO: HÉCTOR RAMOS	
DIBUJO: HÉCTOR RAMOS	

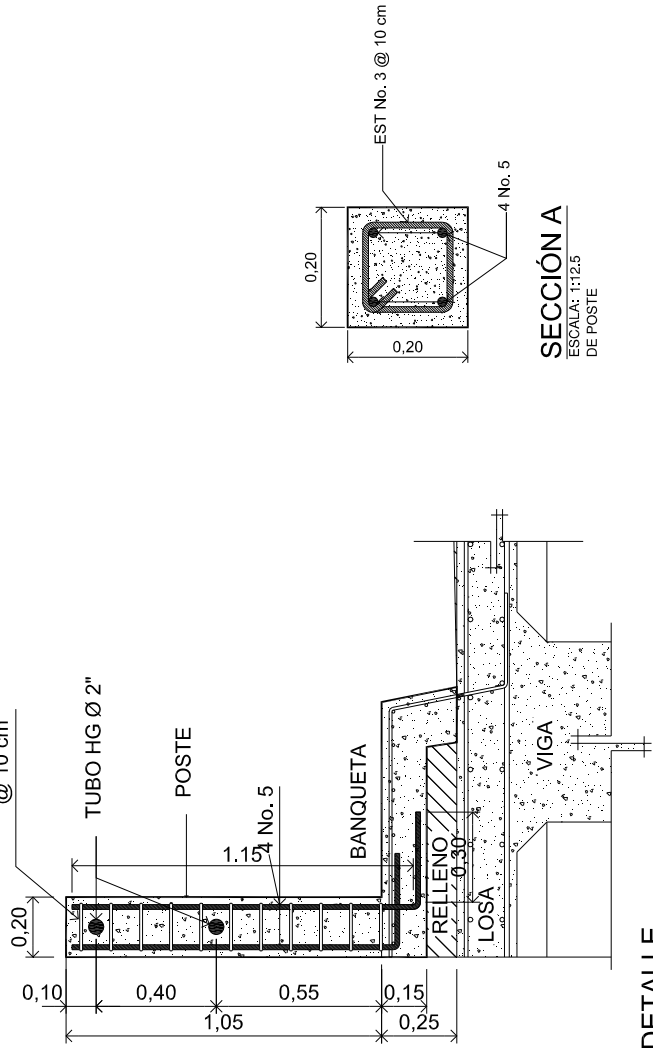


DETALLE DE BANQUETA
ESCALA: 1:25

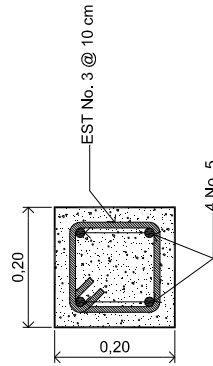


SECCIÓN A

ESCALA: 1:100
PROTOTIPO
EST No. 3
@ 10 cm



DETALLE DE POSTE
ESCALA: 1:25



SECCIÓN A

ESCALA: 1:12.5
DE POSTE

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

CONTENIDO: DISEÑO Y DETALLES DE BANQUETA, POSTES

PROYECTO: PROTOTIPO EN CONCRETO

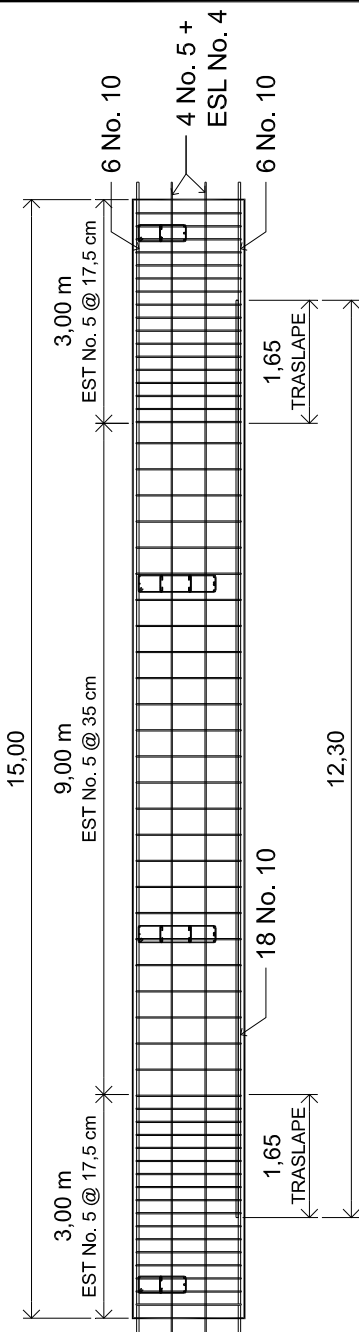
FECHA: JUNIO 98

DISEÑO: HÉCTOR RAMOS

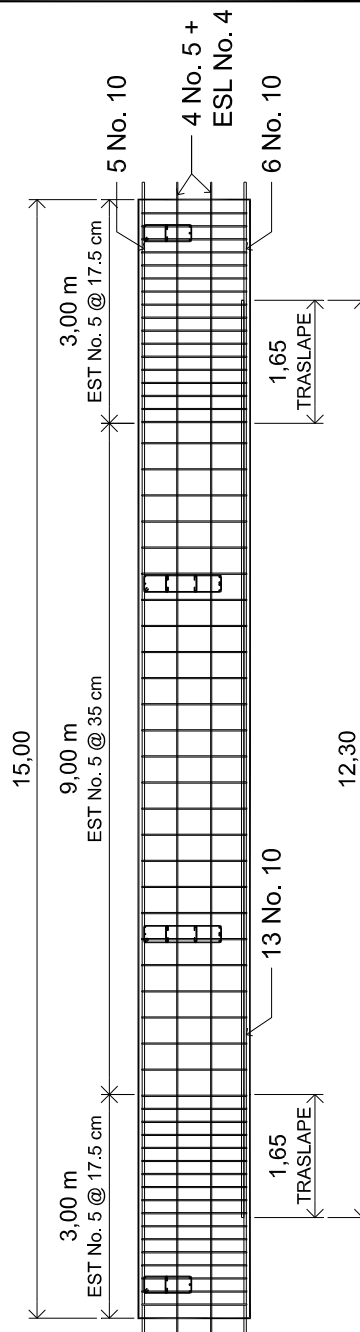
DIBUJO: HÉCTOR RAMOS

HOJA:

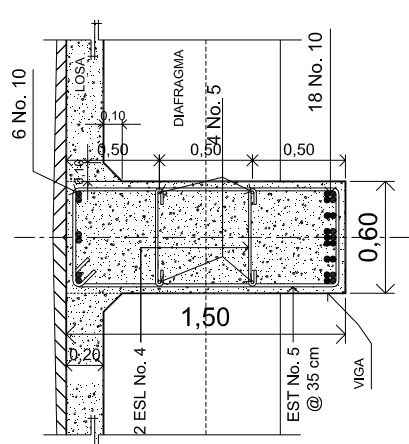
5/7



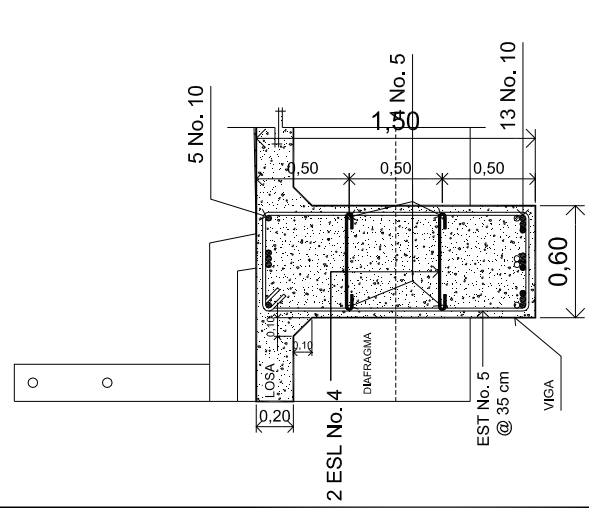
DETALLE DE CONFINAMIENTO
 ESCALA: 1:100
 VIGA CENTRAL



DETALLE DE CONFINAMIENTO
 ESCALA: 1:100
 VIGA EXTERIOR



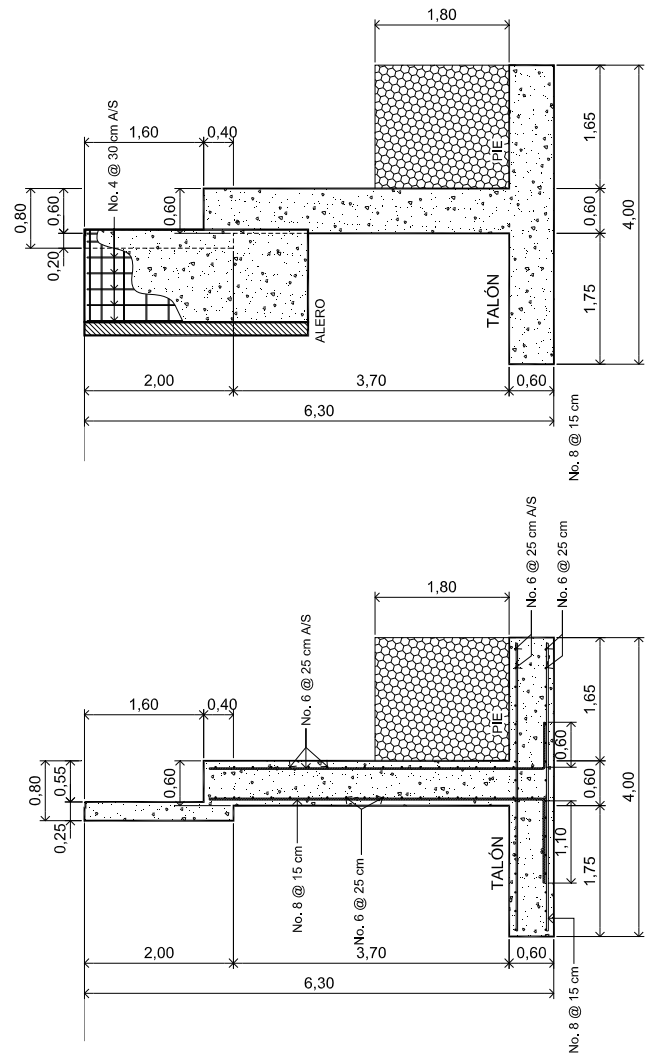
DETALLE DE VIGA CENTRAL
 ESCALA: 1:40



DETALLE DE VIGA EXTERIOR
 ESCALA: 1:40

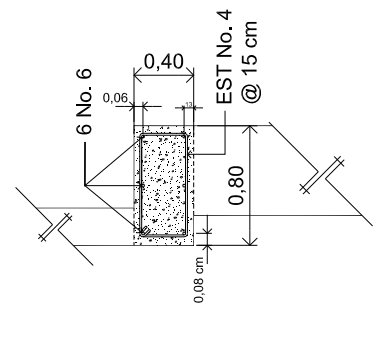
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
CONTENIDO:	
DISEÑO Y DETALLES DE VIGAS	
PROYECTO:	PROTOTIPO EN CONCRETO
FECHA:	JUNIO 98
DISEÑO:	HÉCTOR RAMOS
DIBUJO:	HÉCTOR RAMOS
HOJA:	6 / 7

11.3. Planos para el muro de contención

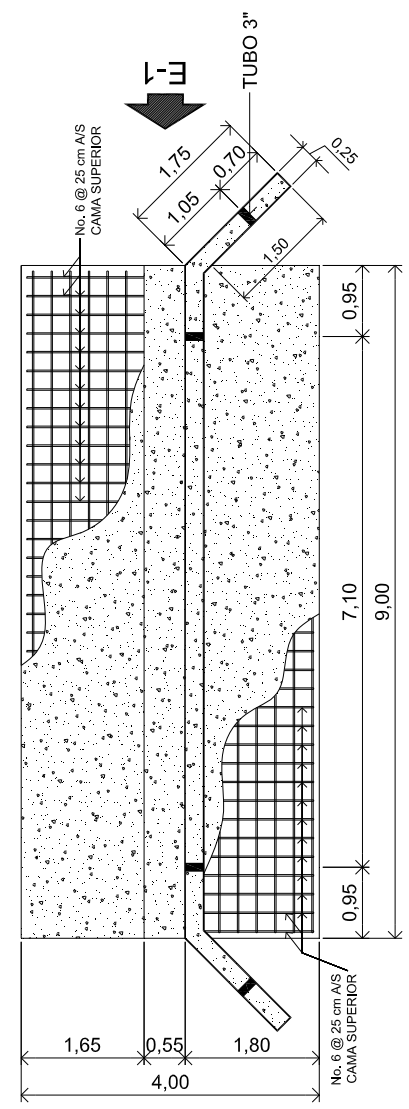


DETALLE DE MURO
ESCALA: 1:100

ELEVACIÓN E-1
ESCALA: 1:100

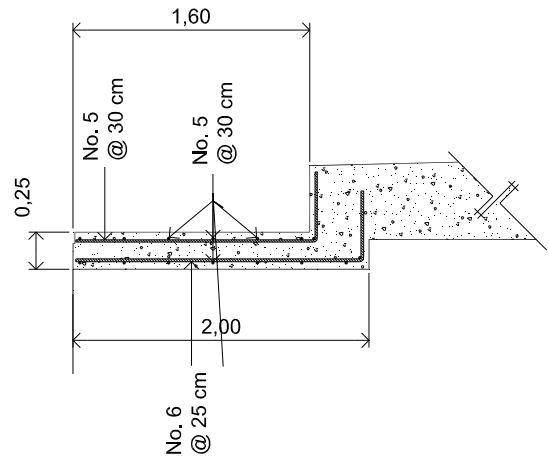


DETALLE VIGA DE ASIENTO
ESCALA: 1:50

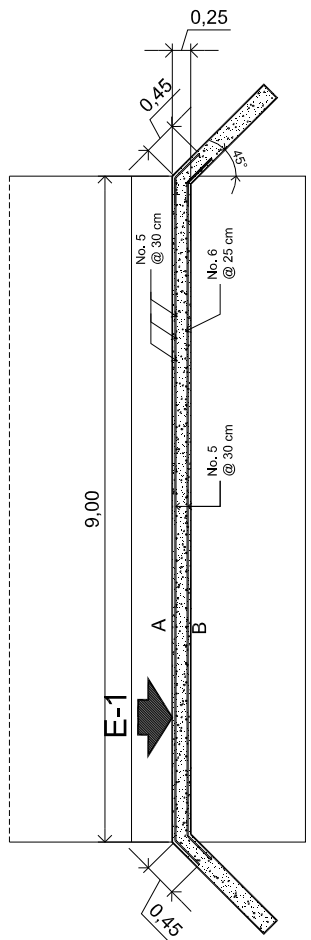


PLANTA Y DETALLE DE ARMADO
ESCALA: 1:100
MURO DE CONTENCIÓN

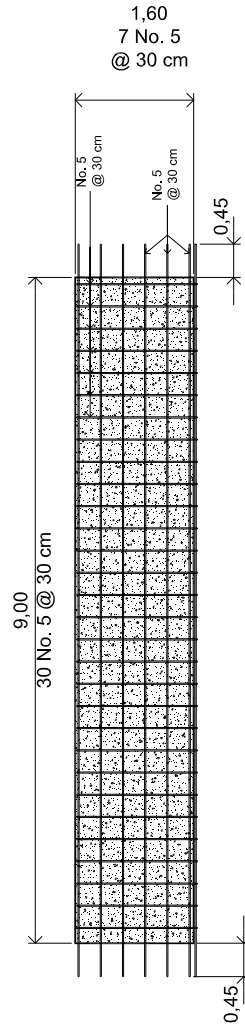
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
CONTENIDO: DISEÑO Y DETALLES DE MURO DE CONTENCIÓN	
PROYECTO: PROTOTIPO EN CONCRETO	HOJA: 1/3
FECHA: JUNIO 98	FIRMA ASESOR:
DISEÑO: HÉCTOR RAMOS	
DIBUJO: HÉCTOR RAMOS	



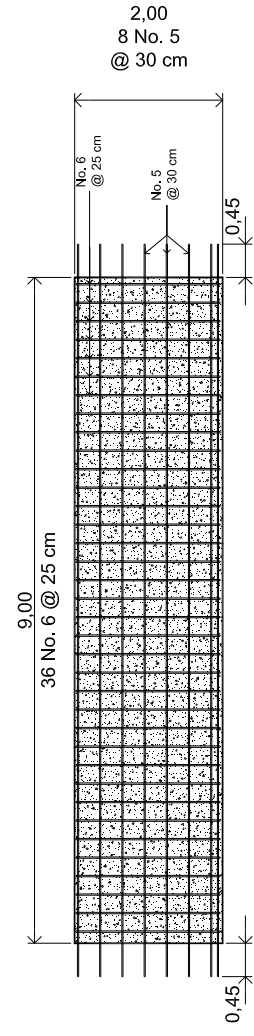
SECCIÓN DE CORTINA
ESCALA: 1:50



PLANTA DE CORTINA
ESCALA: 1:100



ELEVACIÓN A
ESCALA: 1:100



ELEVACIÓN B
ESCALA: 1:100

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA		HOJA: 3 / 3
FACULTAD DE INGENIERÍA		
CONTENIDO: DISEÑO Y DETALLES DE CORTINA		
PROYECTO:	PROTOTIPO EN CONCRETO	FIRMA ASESOR: _____ HECTOR RAMOS
FECHA:	JUNIO 98	
DISEÑO:	HECTOR RAMOS	
DIBUJO:	HECTOR RAMOS	

CONCLUSIONES

1. Debe protegerse la sub-estructura de un puente, para evitar la socavación, dicha protección se recomienda que sea con gaviones, incluyendo la instalación de geotextiles.
2. La función principal de los estribos de entrada y salida es transmitir las cargas de la super-estructura a la cimentación.
3. Para puentes de luces cortas (de 0 a 15 metros) no es necesario construir pilas.
4. Para puentes en acero o concreto, con sistema de losa-acero no deben existir tramos en voladizo, ya que el sistema no está diseñado para soportar estas cargas.
5. Debe dársele al puente la geometría necesaria para que tenga el 2%, para el desagüe del agua pluvial.
6. El costo del puente en acero es de Q. 1 001 232,09, el de concreto es de Q. 858 899,95. Con estos datos se puede concluir que el puente en concreto es 15% más barato que el de acero.
7. De los estudios preliminares, depende la geometría final del puente.

RECOMENDACIONES

1. Para la junta principal en un puente carretero se recomienda utilizar el tipo de junta con angulares en sus bordes y placa deslizante.
2. Para la preparación del suelo en los estribos se recomienda compactar el suelo para que tenga por lo mínimo una capacidad soporte de 30 ton/m².
3. Para reducir costos en la construcción del puente carretero, se recomienda que la mano de obra y los materiales de construcción sean en su mayoría locales.
4. Para la construcción de un puente carretero en acero, se recomienda que la mayor parte de sus componentes sean armados en planta.
5. Utilizar juntas de dedos para puentes con luces de más de 30 metros.
6. Utilizar una carga viva de camión mínima de HS-20, de las especificaciones generales de la ASSTHO en su 14^a edición.
7. Evitar que el acero de refuerzo esté en contacto directo con la formaleta, por medio de alzas, ya sea de concreto o de plástico.
8. Cuando se construya con el sistema losa-acero metal-deck, la losa, debe diseñarse sin apuntalamiento.

9. Para el diseño de puentes en concreto se recomienda utilizar el método de líneas de influencia.
10. Para llegar a determinar el precio de venta del puente se recomienda utilizar el método de costos unitarios.
11. Considerar la distancia entre el punto de la construcción del puente y la distancia de planta para el transporte de los distintos materiales.
12. Los costos del puente en acero y concreto están calculados asumiendo que la instalación será a una distancia de 50 kilómetros, partiendo del centro de la ciudad. Cualquier distancia mayor deberán recalcularse los costos.
13. Considerar los datos del estudio de impacto ambiental y aplicar las medidas de mitigación.

BIBLIOGRAFÍA

1. *American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete*. Michigan, 1995.
2. Archivo de la Dirección General de Caminos.
3. Cujcuy Colaj, Gerson Urías. Diseño del puente vehicular de concreto en la comunidad Sajcap, municipio de San Martín Jilotepeque. Tesis de Ingeniería civil, Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002. 163 pp.
4. De la Cruz Camey, Carlos Enrique. Consideraciones generales sobre las juntas de expansión usadas en puentes, en la república de Guatemala. Tesis de Ingeniería civil, Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005. 129 pp.
5. *Expansion Joints for use in Highway bridges decks. (Technical memorandum No. BE 6)*. Inglaterra: Ministry of Transport, 1967.
6. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de Puentes. Tesis de Ingeniería civil, Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 81 pp.

7. Macz Mo, Ronald Fernando. Diseño de dos puentes vehiculares para las aldeas de Saquija y Purulá y Sistema de agua potable para la aldea de Granadillas, del municipio de San Juan Chamelco, Departamento de Alta Verapaz. Tesis de Ingeniería civil, Guatemala. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004, 136 pp.
8. Normas de Evaluación Ambiental. Guatemala: Banco Centroamericano de Integración Económica, 1998.
9. S. Merritt, Frederick. Manual del ingeniero civil, tomo III 3ª edición. México: McGraw-Hill, 1992.
10. S. Merritt, Frederick. Manual de diseño de estructuras metálicas, tomo III 2ª edición. Colombia: McGraw-Hill Interamericana. 1997.
11. *Standard Specifications For Highway Bridges*. 14a edición. Washington: *American Association of State and Transportation Officials*, 1989.