



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CAÑO SILVA USANDO
NORMA AASHTO LRFD 2017”**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Jasson Yoaner Molina Hernandez

Br. Harold José Figueroa González

Br. José Enrique Villagra Hernández

Tutor

M.Sc. Ing. Marco Antonio Palma Cerrato

Managua, Diciembre 2019

Dedicatoria

A nuestros padres.

Dicen que la mejor herencia que nos pueden dejar los padres son los estudios, sin embargo, no creemos que sea el único legado del cual nos sintamos agradecidos, ya que ellos nos han permitido trazar los caminos y también que caminemos con nuestros propios pies. Ellos son los pilares de nuestras vidas y por eso con mucho orgullo y con la cara en alto les dedicamos este trabajo de titulación. Gracias mamá y papá.

Br. Jasson Yoaner Molina Hernandez

Br. Harold José Figueroa Gonzales

Br. José Enrique Villagra Hernández

Agradecimientos

Esta Monografía, si bien ha requerido de esfuerzo y mucha dedicación, no hubiese sido posible su finalización sin la cooperación desinteresada de todas y cada una de las personas que nos acompañaron en el recorrido laborioso de este trabajo y muchas de las cuales han sido un soporte muy fuerte en momentos de angustia y desesperación, primero y antes que todo, dar gracias a Dios, por acompañarnos en cada paso que damos, por fortalecer el corazón e iluminar nuestra mente.

A nuestros padres quienes son el motor y la mayor inspiración, que, a través de su amor, paciencia y buenos valores ayudaron a trazar el camino. Al tutor Ing. Marco Palma Cerrato, que con su amplia experiencia y conocimientos orientaron el correcto desarrollo y culminación con éxito este trabajo para la obtención de título de ingeniero civil, también a la Universidad Nacional de Ingeniería, a sus autoridades y docentes, gracias por la paciencia y apoyo incondicional.

Mil veces gracias.

Br. Jasson Yoaner Molina Hernandez

Br. Harold José Figueroa Gonzales

Br. José Enrique Villagra Hernández

Resumen del tema

El presente documento monográfico muestra el análisis y diseño estructural del Puente Caño Silva utilizando el método de las normas AASHTO LRFD 2017; este procedimiento proporciona un análisis detallado de los elementos actuantes en la estructura, el lugar del proyecto está ubicado en el Caribe Sur, aproximadamente en el kilómetro 339, carretera Managua-Bluefields.

Este proyecto tiene por objetivo, erradicar los problemas de comunicación entre el Caribe Sur y la zona del Pacífico de Nicaragua, los cuales se generan a partir del desborde del río Silva en los tiempos de inviernos, obstaculizando el paso y perjudicando en muchos ámbitos a la población del Caribe, donde se prevé, serán beneficiados directamente e indirectamente, un total de 165,882 de personas según estudios realizados por el MTI.

La metodología a seguir es analizar la estructura del puente, para la obtención de las cargas de diseño sobre el puente, en el que se hará uso del manual de especificaciones para diseño de puente AASHTO LRFD 2017, aquí se analizará los requisitos mínimos para las cargas y fuerzas actuantes, sus límites de aplicación, los factores de carga y las combinaciones de carga que se usaran en el diseño en base a las cargas máximas a las que estará sometido el puente.

Se hizo uso del método de diseño LRFD, ya que toma en cuenta la variabilidad en las propiedades de los elementos estructurales de una manera explícita. El LRFD se apoya en el uso extensivo de métodos estadísticos que determinan acertadamente los factores de carga y resistencia adecuados para cada tipo de elemento estructural; además especifica que los puentes deben ser diseñados para estados límites específicos para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y funcionalidad, tomando en cuenta aspectos que tienen que ver con la facilidad de inspección, economía y estética.

Una vez obtenidas las cargas se realizará el análisis del comportamiento estructural que presenta el diseño del puente, para ver si las dimensiones y diseños previos son los adecuados como lo especifica la norma a utilizar.

Finalmente se diseñarán los elementos que componen la estructura del puente, en este punto se mostraran los cálculos realizados para el diseño de la superestructura (la cual incluye principalmente el diseño de la losa y de las vigas de que la soportan) y el diseño de la subestructura (la cual incluye principalmente el diseño de los estribos); cabe recalcar que algunos elementos como: la superficie de rodamiento (carpeta asfáltica), las barandas combinadas entre otros, no estarán dentro del diseño que se presentará como se especifica en los límites de diseños.

Índice de contenido

1. Introducción.....	1
2. Antecedentes.....	2
3. Justificación.....	3
4. Objetivos.....	4
4.1. Objetivo general.....	4
4.2. Objetivos específicos.....	4
5. Marco teórico.....	5
5.1. Generalidades.....	5
5.2. Clasificación.....	5
5.3. Puentes con elementos de concreto u hormigón preesforzado.....	7
5.4. Partes de un puente tipo viga-losa.....	8
5.5. Estudios básicos de ingeniería necesarios para el diseño de puentes.....	9
5.6. Teoría básica para el análisis de puentes.....	11
6. Diseño metodológico.....	12
6.1. Notas generales.....	12
6.2. Desarrollo del tema monográfico:.....	14
6.3. Limitaciones del diseño:.....	15
7. Notación y terminología.....	16
8. CAPITULO 2: Especificaciones de norma AASHTO LRFD 2017 y parámetros dentro de los cálculos.....	23
8.1 Resumen de estudios de ingeniería de puentes según el MTI.....	24
8.1.1 Principales resultados de estudio hidrológico.....	24
8.1.2 Principales resultados de estudio geotécnico.....	25
9. Cargas y factores de carga.....	27
9.1 Cargas de diseño.....	27
9.2 Art. 3.5 Cargas permanentes (DC y DW).....	27
9.3 Art. 3.6 Carga viva (LL, PL, IM Y BR).....	27
9.4 Art. 3.8 Carga de viento (WL Y WS).....	33
9.5 Art. 3.11 Presión de tierra (EH, ES y LS).....	35

9.6	Art. 3.12 Efecto de fuerza por deformaciones superpuestas (TU)	37
10.	Art. 1.3.2 Estados límites	37
10.1	Art. 1.3.3 Ductilidad.....	37
10.2	Art. 1.3.4 Redundancia	38
10.3	Art. 1.3.5 Importancia operativa	38
10.4	Combinaciones de carga y factores de carga	39
11.	Especificaciones generales.....	40
12.	Especificaciones para la losa de rodamiento.....	50
12.1	Método de diseño considerado	50
12.2	Art. 9.7.1 Espesor mínimo de losa de rodamiento.....	54
12.3	Art. 13.7.3.1.2 Espesor mínimo de la losa de rodamiento en voladizo	54
12.4	Art. 5.6.3.3 Armadura mínima	54
12.5	Art. 9.7.3.2 Armadura de distribución.....	54
12.6	Art. 5.10.6 Armadura de contracción y temperatura	54
12.7	Art. 5.6.7 Control de agrietamiento por distribución del refuerzo.....	55
13.	Especificaciones para vigas postensado	56
13.1	Art. 5.9.2.3 Límites para tensión en el concreto	56
13.2	Art. 5.9.3 Pérdidas de pretensado.....	57
13.3	Art. 5.9.4 Detalles para pretensado.....	59
13.4.	Dimensiones de vigas I AASTHO preesforzados	59
13.5.	Art. 4.6.2.2.2 Método de factores de distribución para momento y corte	60
13.6.	Art. 5.6.3 Elementos preesforzados solicitados a flexión	62
14.	Especificaciones para el sistema de apoyo	63
14.1.	Art. 14.4.2.1 Almohadillas elastoméricas y rodamientos elastoméricos con acero reforzado.....	63
14.2.	Art. 14.7.5.2 Propiedades del material	64
14.3.	Art. 14.7.5.3.2 Deformaciones de corte.....	64
14.4.	Art. 14.7.5.3.5 Refuerzo.....	65

14.5.	Art. 5.4.2.2 Coeficiente de expansión térmica.....	65
14.6.	Art. 6.6.1.2.5 Resistencia a la fatiga.....	65
14.7.	Art. 14.6.3- Efectos focales resultantes de la restricción del movimiento en el rodamiento.....	65
14.8.	Art. 14.8.3 Anclaje y perno de anclaje.....	66
14.9.	Art. 14.7.5.3.6 Deflexión compresiva.	66
14.10.	Art. 14.7.6 Almohadillas elastoméricas y rodamientos elastoméricos reforzados con acero-método A.....	67
14.10.1.	Art. 14.7.6.2 Propiedades del material.....	67
14.10.2.	Art. 14.7.6.3 Requisitos de diseño.....	68
14.10.3.	Art. 14.7.6.3.2 Esfuerzo de compresión.....	68
14.10.4.	Art. 14.7.6.3.6 Estabilidad	68
15.	Especificaciones para el Estribo.....	68
15.1.	Predimensionamiento de Estribo	68
15.2.	Análisis de estabilidad	71
15.2.1.	Art. 10.6.3.4 Revisión por deslizamiento.....	71
15.2.2.	Art. 11.6.3.2 Revisión por capacidad de carga.....	71
15.2.3.	Art. 11.6.3.3 Revisión por volteo	72
16.	Especificaciones para la losa de aproximación.....	72
16.1.	Dimensionamiento	72
16.2.	Análisis de losa de aproximación.....	73
17.	Otras especificaciones.....	74
18.	Materiales para elementos a diseñar	77
18.1.	Concreto.....	77
18.2.	Acero de refuerzo y de presfuerzo	78
18.3.	Dispositivos de apoyo elastoméricos	78
19.	CAPITULO 3: Obtención de cargas de diseños y la carga generada por el vehículo de diseño HS20-44 + 30%.	79
20.	Cargas de diseño para la losa de rodamiento.....	80
20.1.	Parámetros de diseño:.....	80
20.2.	Cálculos para losa interior.....	80

20.3.	Calculo para losa en voladizo	93
21.	Cargas de diseño actuantes sobre las vigas AASTHO tipo VI	93
21.1.	Por flexión para la viga interna.....	93
21.1.1.	Cálculo de factor de distribución de Momento para carga viva en vigas interiores:95	
21.2.	Por corte para la viga interna	96
21.2.1.	Cálculo de factor de distribución de cortante para carga viva en vigas interiores:97	
21.3.	Por flexión para la viga exterior.....	98
21.3.1.	Cálculo de factor de distribución de Momento para carga viva en vigas Exteriores:	100
21.4.	Por Corte para la viga exterior	103
21.4.1.	Cálculo de factor de distribución de Momento para carga viva en vigas Exteriores:	103
22.	Cargas de diseño para los dispositivos de apoyo	104
23.	Cargas de diseño actuante sobre los estribos.....	105
23.1.	Predimensionamiento de estribo.....	105
23.2.	Cargas de la superestructura.....	105
23.3.	Carga muerta del estribo (CM).....	106
23.4.	Carga de suelo (EV).	106
23.5.	Fuerza de frenado (Br).....	106
23.6.	Carga de Viento (WS).....	107
23.7.	Carga de Viento en la Superestructura.	107
23.8.	Carga de Viento en la Subestructura.	108
23.9.	Carga de Viento sobre los Vehículos (WL).	109
23.10.	Presión de Tierras (EH).	110
23.11.	Empuje del suelo: EH (Análisis de Mononobe-Okabe).....	111
23.12.	Carga debido a la sobrecarga viva (LS).....	112
24.	Cargas de diseño para la losa de aproximación	112
24.1.	Parámetros de diseño:.....	112
24.2.	Cargas permanentes	113

24.3.	Cargas vivas.....	113
25.	CAPITULO 4: Diseño de la súper estructura y subestructura del puente. ...	115
26.	Diseño de la losa interior de rodamiento.....	116
26.1.	Diseño de refuerzo positivo (perpendicular al tráfico).....	116
26.2.	Diseño de refuerzo negativo (perpendicular al tráfico)	117
26.3.	Acero de distribución (paralelo al tráfico)	118
26.4.	Acero de contracción y temperatura (paralelo al tráfico)	118
27.	Diseño de losa de vuelo de rodamiento.....	119
28.	Cálculo de anclaje y empalme de varillas usadas en el diseño	119
28.1.	Longitud de desarrollo en tensión en recta Art. 5.10.8.2.1.a, Art. 5.10.8.2.1.b, Art. 5.10.8.2.1.c y 25.4.2 ACI-318.	119
28.2.	Longitud básica de desarrollo de un gancho en tensión Art. 5.10.8.2.4a, Art. 5.10.8.2.4b y 25.4.3 ACI-318.	122
29.	Diseño de las vigas AASTHO LRFD tipo VI	124
29.1.	Diseño del preesfuerzo requerido	125
29.2.	Cálculo del número de torones requeridos.....	127
30.	Diseño del dispositivo de apoyo	129
30.1.	Propiedades preliminares del apoyo	129
30.2.	Área en planta del elastómero $\text{Área} = L \times W$	129
30.3.	Máxima deformación por corte en el dispositivo (Δs)	130
30.4.	Espesor requerido del elastómero (hrt).....	130
30.5.	Factor de forma Si mínimo.....	131
30.6.	Grosor de una capa interior del elastómero hri	131
30.7.	Grosor de las capas exteriores hre	131
30.8.	Número de capas interiores.....	131
30.9.	Espesor total del elastómero hrt	132
30.10.	Espesor de las placas de refuerzo hs	132
30.11.	Altura total del dispositivo de elastómero reforzado H	132
30.12.	Anclaje del dispositivo (Art 14.8.3).....	132

30.13. Rotación del dispositivo (Art.14.7.6.3.5 y C14.7.6.1).....	133
31. Diseño de Estribo	134
31.1. Estribo con Puente	134
31.2. Estribo sin Puente.....	138
32. Cálculo del Acero	140
32.1. Diseño de Pantalla.....	140
32.2. Diseño de Parapeto	142
32.3. Diseño de la zapata	143
33. Calculo de anclaje y empalme de las varillas usadas en el diseño	145
33.1. Longitud de desarrollo en tensión en recta Art. 5.10.8.2.1.a, Art. 5.10.8.2.1.b, Art. 5.10.8.2.1.c y 25.4.2 ACI-318.	145
33.2. Longitud básica de desarrollo de un gancho en tensión Art. 5.10.8.2.4a, Art. 5.10.8.2.4b y 25.4.3 ACI-318.	147
34. Diseño de Muro de Ala	150
34.1. Diseño de la pantalla	150
34.2. Diseño del talón de la zapata.....	151
34.3. Diseño de punta de zapata	152
35. Calculo de anclaje y empalme de las varillas usadas en el diseño	153
35.1. Longitud de desarrollo en tensión en recta Art. 5.10.8.2.1.a, Art. 5.10.8.2.1.b, Art. 5.10.8.2.1.c y 25.4.2 ACI-318.	153
35.2. Longitud básica de desarrollo de un gancho en tensión Art. 5.10.8.2.4a, Art. 5.10.8.2.4b y 25.4.3 ACI-318.	154
36. Diseño de la losa de aproximación	156
36.1. Diseño de refuerzo positivo (paralelo al tráfico)	156
36.2. Acero de distribución (perpendicular al tráfico)	157
36.3. Acero de contracción y temperatura (paralelo al tráfico)	157
37. Cálculo de anclaje y empalme de varillas usadas en el diseño	158
37.1. Longitud de desarrollo en tensión en recta Art. 5.10.8.2.1.a, Art. 5.10.8.2.1.b, Art. 5.10.8.2.1.c y 25.4.2 ACI-318.	158

37.2.	Longitud básica de desarrollo de un gancho en tensión Art. 5.10.8.2.4a, Art. 5.10.8.2.4b y 25.4.3 ACI-318.	159
38.	CAPITULO 5: análisis, comparación y conclusiones de resultados obtenidos.	161
39.	Análisis del refuerzo propuesto en losa interior de rodamiento.....	162
39.1.	Análisis del acero de refuerzo positivo:	162
39.2.	Análisis del acero de refuerzo negativo:.....	164
39.3.	Análisis del acero de distribución:	166
39.4.	Análisis de acero de contracción y temperatura:.....	166
40.	Análisis de vigas AASTHO tipo VI preesforzada.....	167
40.1.	Análisis preliminar de resistencia a flexión.....	167
40.2.	Análisis preliminar de los esfuerzos permisibles Art.5.9.2.....	168
40.3.	verificación de excentricidad propuesta	168
40.4.	Trazado de los cables (excentricidades).....	169
40.5.	Análisis de pérdidas en el preesfuerzo.....	171
40.6.	Análisis de esfuerzos permisibles final.....	173
40.7.	Resistencia nominal del diseño AASTHO LRFD Art. 5.6.3.1.....	174
40.8.	Análisis del preesfuerzo Por condición de servicio:.....	175
40.9.	Análisis de resistencia por corte.....	177
40.10.	Análisis de deflexiones (estado límite de servicio) RNC-07.....	181
41.	Análisis del dispositivo de apoyo	183
41.1.	Aplicabilidad del método A.....	183
41.2.	Espesor de capas	183
41.3.	Estabilidad	183
41.4.	Esfuerzo de compresión por carga total σ_s	183
41.5.	Refuerzo	184
41.6.	Deformaciones por compresión en el dispositivo (Art. 14.7.6.3.3 y Art. 14.7.5.3.6).....	184
41.7.	Análisis de deflexiones debido a las cargas.....	184

42. Análisis de acero propuesto en estribo	186
42.1. Análisis del acero en pantalla.	186
42.2. Análisis del acero en parapeto:	189
42.3. Análisis del acero en talón de zapata:.....	191
42.4. Análisis del acero en punta de zapata:.....	192
42.5. Análisis de muro de ala.....	194
42.6. Análisis del acero en talón de zapata:.....	195
42.7. Análisis del acero en punta de zapata:.....	197
43. Análisis del refuerzo propuesto en la losa de aproximación	198
43.1. Análisis del acero de refuerzo positivo:	198
43.2. Análisis del acero de distribución:	200
43.3. Análisis de acero de contracción y temperatura:	201
43.4. Análisis de resistencia al corte	201
44. Conclusiones.....	203
45. Recomendaciones.....	206
46. Bibliografía.....	208
Anexos	

Índice de tablas

Tabla 1 Socavación resultada de los estudios hidrotécnicos	24
Tabla 2 Resistencia de diseño para el concreto	77
Tabla 3 Resumen de momentos negativos en apoyo c.....	92
Tabla 4 Resumen de momentos positivos a 0.4l	92
Tabla 5 Cargas de la superestructura.....	105
Tabla 6 Fuerzas de frenado br	106
Tabla 7 Presiones básicas del viento en la superestructura	108
Tabla 8 Cargas de viento en la superestructura	108

Tabla 9 Cargas de viento en la subestructura	109
Tabla 10 Presión de viento sobre los vehículos	110
Tabla 11 Carga de viento sobre los vehículos.....	110
Tabla 12 Factores de carga utilizados	134
Tabla 13 Cargas horizontales "hu"	135
Tabla 14 Momentos de vuelco por hu.....	135
Tabla 15 Cargas verticales "vu"	135
Tabla 16 Momentos estabilizador por vu	135
Tabla 17 Vuelco alrededor del punto "a"	136
Tabla 18 Deslizamiento en base del estribo	137
Tabla 19 Presiones actuantes en la base del estribo	137
Tabla 20 Cargas horizontales "hu"- sin puente	138
Tabla 21 Momentos de vuelco por hu-sin puente.....	138
Tabla 22 Cargas verticales "vu" -sin puente.....	138
Tabla 23 Momentos estabilizador por vu-sin puente	138
Tabla 24 Vuelco alrededor del punto "a"-sin puente.....	139
Tabla 25 Deslizamiento en base del estribo-sin puente	139
Tabla 26 Presiones actuantes en la base del estribo-sin puente	139
Tabla 27 Datos para el cálculo de acero en el estribo.....	140
Tabla 28 Áreas de acero comunes a usar para el estribo	140
Tabla 29 Calculo del cortante de diseño en la base de la pantalla	140
Tabla 30 Calculo del momento de diseño en la base de la pantalla	141
Tabla 31 Calculo del cortante de diseño en la base del parapeto.....	142
Tabla 32 Calculo del momento de diseño en la base del parapeto.....	142
Tabla 33 Calculo del cortante o de diseño en el talón de la zapata	143
Tabla 34 Calculo del momento de diseño en el talón de la zapata	143
Tabla 35 Calculo del cortante de diseño en la punta de la zapata.....	144
Tabla 36 Calculo del momento de diseño en la punta de la zapata	144
Tabla 37 Datos para el diseño de muro de ala	150
Tabla 38 Calculo del momento de diseño para el muro de ala	150
Tabla 39 Calculo del momento de diseño para el talón de la zapata	151
Tabla 40 Calculo del momento de diseño para la punta de zapata	152
Tabla 41 Análisis preliminar de los esfuerzos permisible	168
Tabla 42 verificación de excentricidad propuesta para el preesfuerzo de diseño.....	169
Tabla 43 Propuesta del trazados de los cables de preesfuerzo.....	169
Tabla 44 Ecuaciones cuadráticas para el trazado de los cables.....	170
Tabla 45 Excentricidades de cada cable a diferentes secciones	170

Tabla 46 Análisis de esfuerzos permisibles final	174
Tabla 47 Datos necesarios para el análisis por corte de las vigas aastho tipo vi	179
Tabla 48 Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60.....	184

Índice de figuras

Figura no. 1 Macro localización del proyecto	13
Figura no. 2 Micro localización del puente caño boca de silva.....	13
Figura no. 3 Vehículo de diseño hs20-44+30%.....	29
Figura no. 4 Desarrollo de ganchos estándares aastho lrfd.....	46
Figura no. 5 Confinamiento para ganchos por estribos.....	48
Figura no. 6 Secciones i vigas aaastho	59
Figura no. 7 Ejemplo de estribo de concreto reforzado en voladizo	69
Figura no. 8 Ejemplo del parapeto de un estribo	70
Figura no. 9 Sección transversal del tablero caño silva	81
Figura no. 10 Cargas muertas(dc) actuantes sobre la sección transversal del tablero	81
Figura no. 11 Análisis de cargas dc por sap2000.....	82
Figura no. 12 Carga de asfalto actuante sobre la sección transversal del tablero.....	83
Figura no. 13 Análisis de cargas dw por sap2000	83
Figura no. 14 Posiciones de cargas recomendadas por d.ing. Guillermo godínez	84
Figura no. 15 Cargas vivas ll aplicadas a la sección transversal del tablero según caso 1	85
Figura no. 16 Cargas vivas ll aplicadas a la sección transversal del tablero según caso 2	85
Figura no. 17 Carga peatonal (pl) considerada estática sobre la sección transversal del tablero	85
Figura no. 18 Análisis de cargas pl por sap2000.....	86
Figura no. 19 Análisis de cargas l por sap2000 posiciones críticas por líneas de influencia	88
Figura no. 20 Análisis de cargas l por sap2000 posiciones por caso 1.....	88
Figura no. 21 Análisis de cargas l por sap2000 posiciones por caso 2.....	89
Figura no. 22 Análisis de cargas de carril por sap2000 posiciones por caso líneas de influencia	90
Figura no. 23 Análisis de cargas carril por sap2000 posiciones por líneas de influencia	91
Figura no. 24 Análisis de momento máximo viga interior por sap2000.....	95
Figura no. 25 Análisis de momento máximo viga exterior por sap2000.....	100
Figura no. 26 Dimensiones propuesta para el estribo	105
Figura no. 27 S para el cálculo de acero de distribución en el tablero.....	118
Figura no. 28 Grafico para seleccionar tipo de viga i span vs beam spacing aastho lrfd	124
Figura no. 29 Sección simple viga aastho tipo vi aastho lrfd.....	125
Figura no. 30 Sección compuesta viga aastho tipo vi interior aastho lrfd	126
Figura no. 31 Sección compuesta viga aastho tipo vi exterior aastho lrfd	126

Figura no. 32 Dimensiones de dispositivos de apoyos.....	133
Figura no. 33 Ejemplo de estribo en voladizo.....	140
Figura no. 34 Ejemplo de muro de ala.....	150
Figura no. 35 Ecuación cuadrática para el trazado de los cables	170
Figura no. 36 Trazado parabólico de los cables de preesfuerzo.....	171

ANEXOS

I.	Análisis y diseño de diafragmas
II.	Análisis y diseño de conectores
III.	Análisis y diseño de pilotes
IV.	Figura no. 37 Sección en planta de pilotes propuestos
V.	Figura no. 38 Detallado del refuerzo perfil de pilotes propuesto
VI.	Tabla 49 Resumen de cortante debido a las cargas
VII.	Tabla 50 Dimensiones del canal
VIII.	Tabla 51 Valores de b según en n° de ciclos
IX.	Tabla 52 Recubrimiento para el refuerzo y preesfuerzo AASTHO LRFD 2017
X.	Tabla 53 Factores de incrementos por carga dinámica IM AASTHO LRFD 2017
XI.	Tabla 54 Factores de presencia múltiples FM AASTHO LRFD 2017
XII.	Tabla 55 Espaciamiento mínimo entre preesfuerzo AASTHO LRFD 2017
XIII.	Tabla 56 Espaciamiento mínimo entre barras de refuerzo AASTHO LRFD 2017
XIV.	Tabla 57 Factores de resistencia AASTHO LRFD 2017
XV.	Tabla 58 Ancho de distribución de cargas vivas en dirección primaria AASTHO LRFD 2017
XVI.	Tabla 59 Tipos de cubiertas AASTHO LRFD 2017
XVII.	Tabla 60 Tipos de cubiertas continuación AASTHO LRFD 2017
XVIII.	Tabla 61 Velocidad de viento.
XIX.	Tabla 62 Coeficiente de presión en base a la altura de exposición.
XX.	Tabla 63 Factor por efecto gust..
XXI.	Tabla 64 Coeficiente por tipo de estructura
XXII.	Tabla 65 Coeficiente de carga de viento para varios ángulos de ataque.
XXIII.	Tabla 66 Componentes de carga de viento sobre los vehículos.
XXIV.	Tabla 67 Factores de amplificación por tipo de suelo.
XXV.	Tabla 68 Altura de suelo equivalente para sobrecarga vehicular.
XXVI.	Tabla 69 Valores constantes para los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3.

- XXVII. Tabla 70 Factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores.
- XXVIII. Tabla 72 Continuación de tabla 4.6.2.2b-1
- XXIX. Tabla 73 Factor de distribución de carga viva para momento en vigas exteriores.
- XXX. Tabla 74 Factor de distribución por corte de carga viva en vigas interiores.
- XXXI. Tabla 75 Factor de distribución por corte de carga viva en vigas exteriores.
- XXXII. Tabla 76 Valores de k para resistencia nominal a flexión de elementos preesforzados
- XXXIII. Tabla 77 Límite de tensión para los tendones del pretensado
- XXXIV. Tabla 78 Límite de tensión en tracción en el concreto antes de las pérdidas o en la transferencia
- XXXV. Tabla 79 Límite de tensión en compresión en el concreto después de las pérdidas o en servicio
- XXXVI. Tabla 80 Límite de tensión en tensión en el concreto después de las pérdidas o en servicio
- XXXVII. Tabla 81 Factor k para la resistencia nominal a flexión en elementos preesforzados
- XXXVIII. Figura No. 39 Ley de momentos para un carril cargado, para el cálculo del factor de distribución de momentos para vigas exteriores
- XXXIX. Figura No. 40 Posición de cargas para 1 y 2 carriles cargados con diafragmas rígidamente conectado para el cálculo del factor de distribución de momentos para vigas exteriores
 - XL. Figura No. 41 Reacciones de una viga isostática para una carga móvil
 - XLI. Figura No. 42 Líneas de influencia para el cortante a una sección t
 - XLII. Figura No. 43 Líneas de influencia para momento en apoyo B, Figura No. 43 Líneas de influencia para momento en apoyo B, Puentes con AASTHO LRFD Msc.Ing. Arturo Rodríguez Serquén.
 - XLIII. Figura No. 44 43 Líneas de influencia para momento en $X=0.4L$, Puentes con AASTHO LRFD Msc.Ing. Arturo Rodríguez Serquén.
 - XLIV. Planos

1. Introducción

La infraestructura vial reviste una enorme importancia para el desarrollo económico de nuestro país, ya que esta incide mucho por el gran valor que se tiene en ésta, por el alto costo de construcción, mantenimiento o rehabilitación.

Las vías terrestres se encargan de interconectar los puntos de producción y consumo, y el estado de las mismas, el cual determina en un alto porcentaje el nivel de costos de transporte, donde a su vez influyen sobre los flujos de comercio nacional e internacional de un país. Por esta razón, la construcción y el mantenimiento de las carreteras, puertos, puentes, etc. son temas que requieren de especial atención.

Los puentes tienen la misión de salvar un obstáculo (ríos, lagos, quebradas, valles, carreteras, líneas férreas, canalizaciones, etc.) que se encuentra en el curso de una vía de comunicación, o cruzar otra vía a un nivel superior. En este caso hablamos del Puente Caño Silva ubicado en el Caribe Sur, requerido para salvar un solo claro de más de 40 metros lineales sin pilas intermedias.

Para el diseño del Puente Caño Silva, será un puente recto de tipo losa-viga hecho de concreto reforzado o hormigón armado, concreto preesforzado y se diseñará en dos partes, la primera parte es el diseño de la superestructura (losa de concreto reforzado, vigas preesforzadas (tipo postensadas) y la segunda parte como el diseño de la subestructura (estribos con zapatas conectadas a pilotes, losa de aproximación y los apoyos).

2. Antecedentes

El manual o código de diseño de puentes que se utilizará para el Puente Caño Silva es el AASHTO LRFD 8th edición 2017. La primera edición de este fue publicada en 1994, siendo adaptada como el método de diseño oficial en Estados Unidos. Las especificaciones que nos proporcionan el AASHTO LRFD 8th edición 2017, están diseñadas para ser usadas en el diseño, evaluación y rehabilitación de puentes. Estas especificaciones emplean la metodología de Diseño de Factor de Carga y Resistencia (LRFD) utilizando factores que se desarrollan a partir del conocimiento estadístico actual de cargas y rendimiento estructural.

Todos los puentes actuales están diseñados de acuerdo al método de diseño LRFD, ya que además de ser el más actual método de diseño, proporciona ventajas como tener un nivel más uniforme de seguridad, un ciclo de vida más estable y de bajo costo en cuanto al mantenimiento o futuros ajustes que se puedan dar.

El puente Caño Silva representa una de las mayores limitantes de vía de acceso, en el periodo de invierno con la crecida del Caño Silva es intransitable, no se puede pasar, aunque se cuente con un puente provisional que se reconstruye en cada invierno. Según el alcalde del Poder Ciudadano del Municipio de Bluefields. Clave para el desarrollo económico entre los principales rubros como la ganadería, agricultura, pesca y la producción de granos básicos; es contar con una obra de acceso como el puente Caño Silva.

Siendo el Caño Silva obstáculo acuático a vencer para vincular a Bluefields con Nueva Guinea; las obras están diseñadas para adaptarse al cambio climático, preparados para resistir las adversidades del clima en la zona caribeña, concluyó el ministro de transporte e infraestructura MTI. El costo del puente alcanza una inversión de 65 millones de córdobas, con fondos financiados por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), a través del proyecto de Conectividad Vial de la Costa Atlántica, en contraparte con el Gobierno de Unidad y Reconciliación, ejecutado por el MTI.

3. Justificación

El transporte terrestre es uno de los más característicos que existen dentro de los medios de transporte, cuyo principal objetivo es hacer conexión entre dos sitios por medios de vías terrestres, donde el puente es parte de la misma. El puente principalmente hace posible que la vía continúe a pesar que se encuentren obstáculos dentro de esta.

En el Caribe Sur, de acuerdo a estudios proporcionados por el gobierno, comunidades como: Naciones Unidas, Germán Pomares, Nuevo León, La Esperanza, El Paraisito, Nuevo Horizonte, Villanueva, San Francisco, Las Breñas, Taleno y Bluefields, siempre han tenido problemas de comunicación con la zona del pacífico y resto del país para los tiempos de inviernos, ya que es un lugar que se inunda con las fuertes lluvias y como principal problema; el desborde del río silva, debido a que el puente en la zona es un puente provisional; obstaculizando así parte de la zona del kilómetro 339 carretera Managua-Bluefields, y provocando muchas pérdidas en la economía del Caribe y por ende la de Nicaragua, también conlleva a otros problemas para la región como la falta de suministros médicos, alimentos y atenciones que únicamente se dan en la zona del Pacífico.

La solución de acuerdo a estudios del Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI); es la construcción de las obras de drenaje mayor, los puentes Caño Silva y Pérez que estarán dentro del tramo de carretera Nueva Guinea-Bluefields, con el nombre del proyecto Supervisión del Mejoramiento de la Vía Naciones Unidas - km. 46+100, sector San Francisco (46.10 km.), esta obra viene a contribuir directamente a 53,399 personas, e indirectamente a 112,483 habitantes, para un total de 165,882 beneficiados según lo indican estudios del MTI.

La práctica para el Diseño de Puentes en Nicaragua, es utilizar las especificaciones estándares para puentes de carretera de la American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO.

4. Objetivos

4.1. Objetivo general

Analizar y diseñar el Puente Caño Silva usando las especificaciones de diseño para puentes AASHTO LRFD 2017.

4.2. Objetivos específicos

- ❖ Obtener las cargas de diseño para el Puente Caño Silva, mediante el manual de especificaciones para diseño de puente AASHTO LRFD 2017, especificaciones del MTI para el vehículo de diseño HS20-44 + 30% y otros parámetros.
- ❖ Analizar el comportamiento estructural del diseño del Puente Caño Silva por medio del manual de especificaciones para diseño de puente AASHTO LRFD 2017, ACI-318, RNC-07 y otros si lo requiere.
- ❖ Diseñar los elementos que componen la estructura del Puente Caño Silva usando la AASHTO LRFD 2017.
- ❖ Realizar una hoja de cálculo en Excel para el diseño.
- ❖ Elaboración de planos con software AutoCAD.

5. Marco teórico

5.1. Generalidades

En las normas de diseño AASTHO, se define como puente a cualquier estructura que tiene una abertura de no menos 6100 mm o 6.1m y que forma parte de una vía o está ubicado sobre o debajo de una carretera.”¹

Un puente es una estructura para unir dos puntos inaccesibles a los usuarios, diseñados horizontal o verticalmente para resistir eficientemente las solicitaciones (cargas) a las que estará sometido. El puente permite superar obstáculos naturales como vías fluviales, marítimas o valles.

La clasificación del puente puede ser definido según su material, función o uso, resistencia a cargas, estructuración, configuración y aplicación en el diseño de la reglamentación sismo resistente.

5.2. Clasificación 2

A los puentes podemos clasificarlos:

a) Según su función:

- Peatonales
- Carreteros
- Ferroviarios
- Acueductos
- Puentes para aviones en los aeropuertos

¹ Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2017 (8th Edition)

² Puentes con AASHTO LRFD 2014 (7th Edition). Msc.Ing. Arturo Rodríguez Serquén

b) Por los materiales de construcción:

- Madera
- Mampostería
- Acero Estructural
- Sección Compuesta
- Concreto Armado
- Concreto Preesforzado
- Materiales compuestos: fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.

c) Por el tipo de estructura:

- Simplemente apoyados
- Continuos
- Simples de tramos múltiples
- Cantiléver (brazos voladizos)
- En Arco
- Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
- Colgantes
- Levadizos (basculantes)

d) Por su geometría en planta:

- Rectos
- Oblicuos o esviajados
- Curvos

e) Según el tiempo de vida:

- Definitivo: puente diseñado para una vida en servicio de 75 años Las especificaciones se han elaborado con ese objetivo.
- Temporal: puente que se usa por un tiempo limitado, no mayor a 5 años.

f) Por su estructuración:

- Armaduras: tienen las vigas principales trabajando como ménsula.
- Trabes: son en general de vigas prefabricadas. Existen trabes de la norma ASSTHO, con luces hasta de 45m, trabes en forma de I, trabes en forma de T, trabes en cajón, entre otros.
- Vigas: puentes simples, son utilizados principalmente para autopistas, ferroviarios o peatonales. No pueden tener una luz superior a 300m.
- Mixtos: puentes tipo viga-losa, armadura-trabes, etc.

5.3. Puentes con elementos de concreto u hormigón preesforzado.³

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

La estructura se pone en tensión previamente a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de ahí su nombre de hormigón preesforzado. En definitiva, es adelantarse a las acciones que van a actuar sobre la estructura con unas contra acciones que es el momento en que se tesan las armaduras; se pueden tensar antes de llenar de con concreto la pieza, es decir, pretensarlas, o se les puede dar carga después de hormigonada la pieza, es decir, postensarlas.

Con el hormigón preesforzado se evita la fisuración que se produce en el hormigón armado y por ello, se pueden utilizar aceros de mayor resistencia, inadmisibles en el hormigón armado porque se produciría una fisuración excesiva.

Los sistemas de anclaje de las armaduras activas se agrupan en varios procedimientos básicos que han tenido diversas variantes:

³ Diseño de Puentes AASHTO LRFD 2017 (8th Edition)

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

El hormigón preesforzado no ha hecho desaparecer el hormigón armado; cada uno tiene su campo de aplicación. Al iniciarse el hormigón preesforzado se trató de sustituir toda la armadura pasiva por activa; por ello los primeros puentes se pretensaban longitudinal y transversalmente.

Pero pronto cada material encontró su sitio; la armadura activa se debe emplear para resistir los esfuerzos principales y la pasiva los secundarios. Incluso puentes losas, con luces de hasta 20 m se pueden hacer exclusivamente con armadura pasiva.

5.4. Partes de un puente tipo viga-losa⁴

Superestructura: es la composición de todos los elementos estructurales que está por encima del nivel del suelo y actúa directamente con las cargas móvil y principalmente está constituida por:

- 1. Vigas, sean de concreto reforzado o concreto preesforzado:** elemento longitudinal encargado de salvar claros y soporta el tablero o losa.
- 2. Losa o tablero de concreto reforzado:** elemento encargado principalmente para soportar las cargas móviles que se transmiten en conjunto a la carpeta de rodamiento.
- 3. Barandas o parapetos:** elementos estructurales encargados de contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura y para la seguridad de las cargas móviles y para el tráfico peatonal.⁵

⁴ Puentes definiciones y conceptos generales. Ing Alberto Villarino Otero

⁵ Capítulo 1. Puentes con AASHTO LRFD 2014 (7th Edition). Msc.Ing. Arturo Rodríguez Serquén

4. **Carpeta o superficie de rodamiento:** elemento que soporta directamente las cargas móviles e impermeabiliza las estructuras situadas debajo de ellas.
5. **Apoyos:** son elementos de los cuales el tablero o vigas transmiten las acciones que le solicitan a la pila y/o estribo. El apoyo más común es el neopreno zunchado, está constituido por un caucho sintético que lleva intercalada unas chapas de acero completamente recubiertas por el material elastómero. Tienen impedido el movimiento vertical.
6. **Losa de aproximación:** Losa de aproximación (losa de alivio, losa de rodadura o losa de transición) describe la losa de concreto reforzado que soporta la superficie de la carretera en la transición desde un terraplén de aproximación a un estribo del puente.

La infraestructura o subestructura: es la composición de todos los elementos estructurales que está por debajo del nivel del suelo y que se encarga de transmitir las solicitaciones al suelo de cimentación y está constituida por:

1. **Estribos:** es una estructura compuesta por un muro frontal que soporta las vigas, un muro-aletas o contra fuerte para la contención del terreno y la zapata encargada de transmisión de fuerzas.
2. **El Pilote o sistema por pilotaje:** es un tipo de cimentación profunda de tipo puntual, que se hinca en el terreno buscando siempre el estrato resistente capaz de soportar las cargas transmitidas.
3. **Pilas:** son los elementos que sirven de apoyos intermedios para puentes con más de dos claros.

5.5. Estudios básicos de ingeniería necesarios para el diseño de puentes⁶
Para dar inicio al proceso de diseño es necesario tomar en consideración los siguientes estudios:

⁶ Puentes con AASHTO LRFD 2014 (7th Edition). Msc.Ing. Arturo Rodríguez Serquén

- a) **Estudios topográficos:** Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como información básica para los otros estudios.
- b) **Estudios de hidrología e hidráulicos:** Establecen las características hidrológicas y factores hidráulicos que nos permiten una real apreciación del comportamiento hidráulico del río.
- c) **Estudios geológicos y geotécnicos:** Determinan las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.
- d) **Estudio de Tránsito:** Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y superestructura del puente.
- e) **Estudios de Riesgo Sísmico:** Determinan los espectros de diseño que definen las componentes horizontales y verticales del sismo a nivel de cota de cimentación.
- f) **Estudio de Impacto Ambiental:** El propósito de este estudio es identificar un problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos.
- g) **Estudios Complementarios:** Estos se refieren a instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias señalización, coordinación con terceros y cualquier otro tipo que sea necesario al proyecto.
- h) **Estudio de Trazos y diseño vial de los accesos:** Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza al puente en su nueva ubicación con la carretera existente.
- i) **Estudio de Alternativa a Nivel de Anteproyecto:** Propuesta de varias soluciones técnicamente factibles para posteriormente elegir la solución más conveniente.

5.6. Teoría básica para el análisis de puentes

Líneas de influencia⁷: una línea de influencia representa la variación, ya sea de la reacción, de la fuerza cortante, de momento o de la deflexión en un punto específico de un elemento a medida que una fuerza se mueve a lo largo del elemento. Más comúnmente utilizada para el análisis de las cargas móviles en puentes.

Líneas de influencia para un tren de carga (teorema de Barré)⁸: Bisecando la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella, por un eje que pasa por el centro de luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada se encuentra casi siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada.

Líneas de influencia para vigas híper estáticas (teorema de Müller-Breslau)⁹: Las ordenadas de una línea de influencia para cualquier fuerza son proporcionales a las ordenadas de la configuración deformada de la estructura liberada, que se genera al suprimir la capacidad de la estructura para resistir la fuerza, e inducir en la estructura modificada (liberada) un desplazamiento asociado a la restricción suprimida.

⁷ Análisis Estructural - R. C. Hibbeler (8va Edición).

⁸ Puentes con AASTHO LRFD Msc.Ing. Arturo Rodríguez Serquén.

⁹ Análisis Estructural - R. C. Hibbeler (8va Edición).

6. Diseño metodológico

6.1. Notas generales

Para este trabajo monográfico se consta de los siguientes estudios básicos de ingeniería de puente: estudios geotécnicos, estudios hidrotécnicos e hidrológicos proporcionados por las autoridades del Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), los cuales son de gran importancia para el diseño inicial, y otros estudios que se mencionaran dentro de la monografía.

a) Descripción del Puente:

El Puente Caño Boca de Silva corresponde a un puente con una longitud total de 40.95 m, el cual tendrá dos vías de circulación, con un ancho del tablero de 13.35 m, que incluye un andén peatonal de 2.00 m de ancho en cada extremo. La superestructura estará conformada por vigas de concreto postensado de sección AASHTO tipo VI, más una superficie de desgaste de 5.00 cm, la cual, del lado de la seguridad, se considera que no contribuye a la resistencia de la losa.

b) Ubicación del proyecto:

Puente Caño Boca de Silva, correspondiente al mejoramiento del camino rural Naciones Unidas (km 46+100, sector de San Francisco tramo I: estación 0+000 - estación 23+000)".



Figura No. 1 Macro localización del Proyecto



Figura No. 2 Micro localización del Puente Caño Boca de Silva.

6.2. Desarrollo del tema monográfico:

1. Especificaciones de norma AASHTO LRFD 2017 y parámetros dentro de los cálculos.

Definir las cargas de diseño, los materiales, misceláneos. Resumen de las conclusiones obtenidas de los estudios básicos de ingeniería para diseño de puentes brindados por el MTI y Recopilación de las principales disposiciones de la Norma AASHTO LRFD 2017 para el diseño de puentes tipo viga-losa.

2. Obtención de cargas de diseños y la carga generada por el vehículo de diseño HS20-44 + 30%.

La Norma AASHTO LRFD 2017 especifica requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de cargas y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. Además de las cargas tradicionales, esta sección incluye las solicitaciones provocadas por colisiones, sismos, asentamiento y distorsión de la estructura, de lo cual se obtendrá la máxima, para obtener un mayor grado de seguridad en el diseño y reducción de probabilidades de riesgos de la estructura durante su vida útil.

3. Diseño de la súper estructura y subestructura del puente.

En base a las pre dimensiones de la estructura del puente se analizarán las demandas para las respectivas rectificaciones, para hacer el diseño final de los elementos, de acuerdo a lo especificado en la Norma AASHTO LRFD 2017.

4. Análisis, comparación y conclusiones de resultados obtenidos.

Analizar el comportamiento de la estructura del puente bajo la sollicitación definida en la parte 1, de acuerdo a lo que compete dentro de las normas usadas AASHTO LRFD 2017, RNC07, ACI 318S-14.

Comentarios y conclusiones que se han obtenido a lo largo del trabajo y resumen de los resultados obtenidos.

6.3. Limitaciones del diseño:

- No se diseñará la estructura de superficie de rodamiento (carpeta asfáltica) sino que se usará 5cm de asfalto con $\gamma = 2200\text{kg}/\text{m}^3$ según la información brindada por el MTI.
- No se diseñarán las barandas metálicas conjuntas al parapeto (barandas mixtas) sino que basados en el **Art. 13.7.3.1.1.** AASHTO LRFD 2017, se utilizará una baranda mixta de acuerdo al criterio profesional de los ingenieros encargados en el diseño previo de este puente.
- No se diseñarán las juntas de dilatación o expansión ubicada entre la losa de aproximación y la losa de rodamiento, se usarán según la seleccionada de acuerdo la información brindada por el MTI.

7. Notación y terminología

Glosario para estribos

A: coeficiente de aceleración sísmica

BR = fuerza de frenado vehicular

i = ángulo de inclinación de la superficie del relleno ($^{\circ}$)

bf = ancho de una zapata (mm)

heq = altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)

IM = incremento por carga dinámica

k = coeficiente de empuje lateral del suelo

ka = coeficiente de empuje lateral activo del suelo

ko = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

kP = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo

ks = coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga de suelo

kh = coeficiente de aceleración horizontal

kv = coeficiente de aceleración vertical

pp = empuje pasivo del suelo (MPa)

Sv = separación vertical de las armaduras (mm)

T = temperatura media diaria del aire ($^{\circ}$ C)

TMaxDiseño = máxima temperatura de diseño

TMinDiseño = mínima temperatura de diseño

VB = velocidad básica del viento

VDZ = velocidad del viento de diseño a la altura de diseño *Z* (km/h)

α = coeficiente de expansión térmica (mm/mm/ $^{\circ}$ C)

β = inclinación del muro respecto de la vertical ($^{\circ}$)

γ = densidad del suelo (kg/m³)

Δp = empuje horizontal constante debido a una sobrecarga de suelo uniforme

δ = ángulo de fricción entre relleno y muro ($^{\circ}$)

θ = ángulo del respaldo de un muro respecto de la horizontal (°)

ν = coeficiente de Poisson

φ = factores de resistencia

φ_f = ángulo de fricción interna (°)

φ = ángulo de fricción del suelo (°)

θ = $\text{arc tan}(kh / (1 - kv))$ (°)

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo (°)

DC = peso propio de los componentes

DW = peso propio de las superficies de rodamiento

EH = empuje horizontal del suelo

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

BR = fuerza de frenado de los vehículos

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga viva

PL = sobrecarga peatonal

TG = gradiente de temperatura

TU = temperatura uniforme

WL = viento sobre la sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

Glosario para cortante:

V_u : Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas.

V_n : Resistencia nominal al cortante de la sección.

ϕ : Factor de reducción de la resistencia, tomando igual a 0.75 para cortante.

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo para cortante.

A_v = área de refuerzo transversal dentro de la distancia s

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2

V_r = resistencia al corte, factorizada

V_p = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte

s = espaciado del refuerzo transversal (cm)

λ = factor de modificación de la densidad del hormigón

b_v = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho de alma dentro

de la profundidad d_v como se determina en **Art 5.7.2.8** (pulg)

d_v = peralte efectivo de corte determinado como se determina en **Art 5.7.2.8** (pulg)

β = factor que indica la capacidad de grietas diagonales del concreto para transmitir tensión y corte como especificado en **Art 5.7.3.4**

a_g = Máximo tamaño del agregado (pulg)

S_x = la menor de d_v o la distancia máxima entre capas de control longitudinal de grietas por refuerzo, donde el área de la refuerzo en cada capa no es inferior a $0.003b_v S_x$, (pulg.)

Glosario losas y elemento postensados:

A_s = área de refuerzo en cada dirección y cada cara (pulg²/ft ó mm²/m)

$b_t = b$ = Ancho mínimo de la sección del componente (pulg ó mm)

$h_f = h$ = espesor mínimo de la sección del componente (pulg ó mm)

f_y = esfuerzo de fluencia del acero (ksi ó Mpa)

f_r = módulo de ruptura del concreto especificado en **Art. 5.4.2.6**

s

= long. efectiva del tramo tomada como igual a la longitud efectiva especificada en el **Art. 9.7.2.3** (ft ó m)

γ_1 = factor de variabilidad del agrietamiento por flexión

γ_2 = factor de variabilidad de pretensado

γ_3 = relación de límite elástico mínimo esp. a la máxima resistencia a la tracción de la reforzamiento

M_{cr} = Momento de la sección agrietada (kip.pulg ó Kn.m)

M_{dnc} = momento de carga muerta no factorizada total que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (kip.pulg ó Kn.m)

M_u = Momento mayorada (kip. pulg ó Kn. m)

S_c = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde se produce tensión de tracción por cargas aplicadas externamente (pulg³ ó mm³)

S_{nc} = módulo de sección para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta donde la tensión de tracción es causada por una aplicación externa cargas (pulg³ ó mm³)

S_c = módulo de sección del componente (pulg³ ó mm³)

γ_e = factor de exposición

d_c = espesor de la cubierta de concreto medido desde fibra de tensión extrema al centro de la flexión refuerzo ubicado más cercano al mismo (pulg ó mm)

f_{ss} = esfuerzo de tracción calculado en acero dulce refuerzo en el estado límite de servicio para no exceder $0.60 f_y$

f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debido a la eficacia fuerzade pretensado solamente (después de la asignación para todas pérdidas de pretensado) en la fibra extrema de la sección donde la tensión de tracción es causada externamente cargas aplicadas (ksi ó Mpa)

Glosario para preesforzado por postensado

E_{ps} = módulo de elasticidad del prefuerzo (psi ó Mpa)

E_{ci} = módulo de elasticidad del concreto al momento de la transferencia (psi ó Mpa)

A = deslizamiento del anclaje (pulgadas ó mm)

L = longitud del tendón (ft ó m)

f_{pi} = esfuerzo inicial (psi ó Mpa)

u = coeficiente de fricción primario por curvatura intencional (1/rad)

k = coeficiente de fricción secundario o de deformación no intencional (1/m)

α = suma en radianes de los valores absolutos de todas las desviaciones angulares de los tendones en la trayectoria del prefuerzo desde el anclaje hasta el punto en consideración (rad)

f_{cir} = esfuerzo neto de compresión en el concreto en el centro de gravedad del acero pretensado inmediatamente después que el pretensado ha sido aplicado al concreto (psi ó Mpa)

f_{cpi} = esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero pretensado debido a P_i (psi ó Mpa)

P_i = fuerza de pretensado en la sección crítica después de descontar las pérdidas de fricción y deslizamiento del anclaje (Kips ó Tf)

f_g

= Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero pretensado debido al peso de la estructura en el momento de la aplicación de la tensión del pretensado (psi ó Mpa)

$f_{c,d,s}$ = esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad de los torones debido a

cargas muertas permanentes que son aplicadas en el miembro después del presforzado (psi ó Mpa)

MD = momento producido por el peso propio de la estructura (Kips. ft ó Kn. m)

$M_{D,s}$ = momento producido por las cargas muertas permanentes impuestas que se aplican al elemento después que se ha aplicado el prefuerzo (Kips. ft ó Kn. m)

V/S = relación volumen a superficie medido, tomada usualmente como la relación el área de la sección bruta dividido sobre su perímetro (pulgadas ó m)

H = humedad relativa que rodea el miembro (%)

E_B : módulo de elasticidad del material de la viga (kg/cm^2)

E_D : módulo de elasticidad del material del tablero (kg/cm^2)

I : momento de inercia de la viga (m^4)

e_g : distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (m)

R : reacción sobre la viga exterior en términos de los carriles

N_L : número de carriles cargados considerado

e : excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas (m)

x : distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga (m)

X_{ext} : distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior (m)

N_b : número de vigas

$\Delta f_p T$ = pérdida total (Mpa)

$\Delta f_p F$ = pérdida por fricción (Mpa)

$\Delta f_p A$ = pérdida por acuíñamiento de los anclajes (Mpa)

$\Delta f_p ES$ = pérdida por acortamiento elástico (Mpa)

$\Delta f_p LT$: pérdidas debido a la contracción a largo plazo y fluencia del concreto, y la relajación del acero (Mpa)

f_{pj} = tensión en el acero de pretensado en el momento del tesado (MPa)

x =

long. de un tendón de pretensado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier pto considerado(m)

K = coeficiente de fricción por desviación de la vaina de pretensado (por mm de tendón)

μ = coeficiente de fricción

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o entre el extremo del gato de tesado más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado (radianes)

e = base de los logaritmos neperianos

f_{pi} = tensión de pretensado del acero inmediatamente antes de la transferencia (kg)

H = humedad ambiental promedio anual (porcentaje)

γ_h = factor de corrección para la humedad relativa del aire ambiente

γ_{st} = factor de corrosión para la resistencia específica del concreto al momento de la transferencia de pretensado al miembro de concreto

Δf_{pR} = una estimación de la pérdida de relajación tomada como 2.4 ksi para el hilo de baja relajación y de acuerdo con la recomendación del fabricante para otros tipos de hilo (kg/cm^2)

Glosario para Apoyos

S_i = factor de forma

L = dimensión del dispositivo en planta perpendicular al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al eje global longitudinal del puente) (cm)

W = dimensión del dispositivo en planta paralelo al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al eje global transversal del puente) (cm)

G = módulo de cortante (kg/cm^2)

h_{ri} = grosor de la capa interna (cm)

h_{re} = grosor de capa externa (cm)

h_{rt} = espesor del elastómero (cm)

h_s = espesor de capa de refuerzo (cm)

σ_s = esfuerzo de compresión promedio debido a la carga total de combinaciones de carga de servicio (kg/cm^2)

Δs = deformación por corte total máxima del apoyo debido a las cargas de servicio (cm)

ΔF_{TH} = umbral de amplitud de fatiga constante para Categoría A

σ_L = esfuerzo de compresión promedio en el servicio estado límite debido a la carga viva (kg/cm^2)

δ_L = deformación por carga viva (cm)

δ_d = deformación inicial de la carga muerta (cm)

H = altura del apoyo (cm)

H_u = fuerza cortante generada en el apoyo debido al desplazamiento (Ton)

μ = coeficiente de fricción

F_f = fuerza de fricción (Ton)

Glosario para conectores

p = paso de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (cm)

Z_r = resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual (kg)

N = número de ciclos

w = longitud del canal medido transversal a la dirección del patín (cm)

(ADTT) = el número promedio de camiones por día en una dirección durante la vida útil del diseño

V_{sr} = rango de corte de fatiga horizontal por unidad de longitud (kg/cm)

V_{fat} = rango de corte longitudinal por fatiga por unidad de longitud

F_{fat} = rango de corte por fatiga radial por unidad de longitud

n = número de conectores de corte en una sección transversal

Q_r = la resistencia al corte, factorizada, de un solo conector de corte

Q_n = resistencia al corte nominal de un solo conector de corte (kg)

ϕ_{sc} = factor de resistencia para conectores de corte

P = fuerza de corte nominal total

P_p = fuerza longitudinal total en la plataforma de hormigón en el punto de carga viva positiva máxima más momento de impacto (kg)

F_p = fuerza radial total en la plataforma de hormigón en el punto de carga viva positiva máxima más momento de impacto (kg)

t_f = grosor del patín de canal (cm)

t_w = grosor de alma de canal (cm)

8. CAPITULO 2: Especificaciones de norma AASHTO LRFD 2017 y parámetros dentro de los cálculos.

8.1 Resumen de estudios de ingeniería de puentes según el MTI

Resultados de estudios realizados

A continuación, se presentan los principales resultados y recomendaciones de los estudios previamente realizados (Hidrológico y Geotécnico), de acuerdo a la Ingeniería de Puentes, proporcionados por el MTI.

8.1.1 Principales resultados de estudio hidrológico

- El NAME o nivel de aguas máximas extraordinarias para un periodo de retorno de 100 años es de 12.88 msnm.
- Longitud del claro del puente revisado $L=40.0$ metros.

Para la viga de asiento Se sugiere cota mínima de Viga de Asiento de 15.71 msnm.

- Cota sugerida de la rasante 17.81 msnm.

Resultan más desfavorables los resultados de socavación con el efecto de inundación en el cual se presentan la combinación de tirantes de socavación por estribos y por contracción en el cuadro, y se sugieren sus resultados para el diseño del puente. Con inundación del Kukra River se obtienen:

Combinación de tirantes de socavaciones	
Socavación Estribo izquierdo + Socavación por contracción (m):	11.59
Socavación estribo derecho + Socavación por contracción (m):	9.26

Tabla 1 Socavación resultada de los estudios hidrotécnicos

Muestran cotas -3.46 msnm (tirante 11.59m estribo izquierdo) y -0.92 msnm (tirante 9.26m, en el estribo derecho).

Recomendaciones:

Con lo observado in situ y resultados hidrotécnicos se recomienda:

- Extender el ancho de los aletones a lo ancho del cauce, para prevenir que el escurrimiento circule por detrás del puente –situación que hay que evitar.
- Revestir el fondo del puente con gaviones o mampostería.
- Revestir el delantal del puente con gaviones y extenderlo a los extremos de los aletones. Esta recomendación se propone en la entrada y salida del puente.
- Hacia aguas arriba del delantal revestido, extender 4 metros de revestimiento con gaviones o revestimiento de mampostería, a lo ancho del cauce, y construir un diente de anclaje con altura mínima de 1 metro.
- Construir Rip Rap a lo largo del cauce de entrada.
- No dañar el medio ambiente.

8.1.2 Principales resultados de estudio geotécnico

Es pertinente recomendar el uso de pilotes pre excavados como sistema principal de fundación con las siguientes alternativas:

Alternativa I

- En esta alternativa se considera el uso de pilotes pre excavados de concreto reforzado, de sección transversal circular.
- Se realizaron análisis y cálculos para pilotes de diferentes longitudes y de varios diámetros. Para pilotes de 18 m de longitud y de tres diámetros diferentes. Dicha longitud se determinó tomando en cuenta las características geotécnicas del subsuelo del sitio y luego de cálculos adicionales para otras longitudes. Las capacidades de cargas mostradas se obtuvieron considerando el aporte de resistencias por punta y por fricción lateral o de fuste de los pilotes.

- Para la resistencia por punta se tomó un factor de seguridad de tres ($FS=3$) y para la resistencia por fricción el factor de seguridad empleado fue de dos ($FS=2$). Los asentamientos o desplazamientos permisibles usados en los análisis fueron de 2.5 cm para movimientos verticales y de 1.0 cm para desplazamientos laterales. La separación mínima recomendada de los pilotes es de $3D$, centro a centro, siendo D el diámetro de los pilotes.
- Los cálculos se realizaron considerando condición de empotre de la cabeza de los pilotes con el cabezal.
- Conforme a la composición geotécnica del subsuelo se estima que el fenómeno de licuefacción presenta un riesgo bajo a nulo en la base de los pilotes al estar estos apoyados sobre un material tobaceo, el cual se vio que se caracteriza por una alta compacidad, aunado esto a su profundidad y a la relativa baja sismicidad de la zona.

Alternativa II

- Esta alternativa contempla el uso de pilotes prefabricados de concreto reforzado de sección transversal cuadrada de 40 cm de lado. Se proponen dos opciones de niveles de desplantes: de 18m y 20m.
- Se consideran los pilotes con la cabeza empotrada en el cabezal.
- Los factores de seguridad de capacidad de carga empleados fueron: para cargas de punta $FS=3.0$; para cargas de fricción en el fuste: $FS=2.0$.
- Los asentamientos permisibles empleados en los cálculos: Asentamiento vertical de 2.54 cm y desplazamiento máximo horizontal de la cabeza del pilote de 1.0 cm.

9. Cargas y factores de carga

9.1 Cargas de diseño

Las cargas que se tendrán en cuenta para los diseños, se especifican a continuación:

- **Carga Permanente.**
- **Carga Viva.**
- **Presión de Tierra.**
- **Carga de Viento.**
- **Efecto de Fuerza por Deformaciones Superpuestas.**

9.2 Art. 3.5 Cargas permanentes (DC y DW)

Como carga permanente, se considera el peso propio de la estructura en su totalidad, incluyendo todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. El peso propio y demás cargas permanentes serán estimados teniendo en cuenta las dimensiones indicadas en planos (De diseño y/o levantamiento). En ausencia de información más precisa, los pesos unitarios especificados en la tabla 3.5.1-1, podrían ser usados en el cálculo de las cargas muertas.

9.3 Art. 3.6 Carga viva (LL, PL, IM Y BR)

Se considera como carga viva, las cargas móviles aplicadas a la estructura debido a los vehículos y los peatones.

Art. 3.6.1.1.1 Número de carriles de diseño

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

Art. 3.6.1.1.2 Presencia de múltiples sobrecargas

No es aplicable al estado límite de fatiga, para el cual se utiliza un camión de diseño sin importar el número de carriles. Los factores de distribución de los Art. 4.6.2.2 y 4.6.2.3 (excepto cuando se utiliza el método estático) se deberán dividir por 1.20

Las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

A menos que se especifique lo contrario, la solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño. En ausencia de datos específicos del predio, los valores de la Tabla 3.6.1.1.2-1:

- **Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,**
- **Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.**

Art. 3.6.1.2 Carga viva vehicular (LL)

La sobrecarga vehicular de diseño sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales deberá consistir en una combinación:

- **Camión de diseño o tándem de diseño.**
- **Carga del carril de diseño.**

El Camión de carga utilizado en el diseño es el HS20-44+30%, el cual corresponde a un camión de 3 ejes, donde el eje frontal tiene un peso de 4.72 tonf, y los dos ejes restantes tienen un peso de 18.88 tonf cada uno.

La separación transversal entre centro de llantas es de 1.80 m (5.91 ft). La separación entre el eje frontal y el eje intermedio es de 4.30 m (14.11 ft), mientras que la separación entre el eje intermedio y el eje trasero varía entre 4.30 m (14.11 ft) y 9.00 m (29.53 ft) según sea más desfavorable para la estructura. La separación entre el eje frontal y el eje trasero del tándem es de 1.20 m (3.94 ft).

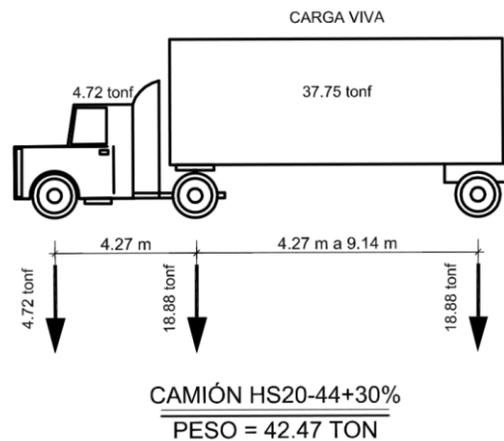


Figura No. 3 Vehículo de diseño HS20-44+30%

Art. 3.6.1.2.4 Carga del carril de diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 0.64 k/ft (0.9524T/m) uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 10.0 ft. (3m) Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

Art. 3.6.1.2.5 Área de contacto de neumático

El área de contacto del neumático de una rueda que consiste en uno o dos neumáticos se supondrá que dos neumáticos son un solo rectángulo, cuyo ancho es 20 pulgadas. y cuya longitud es 10 pulgadas.

Se supondrá que la presión de los neumáticos es uniformemente distribuida sobre el área de contacto. La presión de los neumáticos deberá suponerse que se distribuye de la siguiente manera:

En superficies continuas, uniformemente sobre la especificada área de contacto, y En superficies interrumpidas, uniformemente sobre la actual área de contacto dentro de la huella con la presión aumentado en la relación del contacto especificado a la actual área de contacto.

Art. 3.6.1.3 Aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño

A menos que se especifique lo contrario, la sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La sollicitación debida al tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, o
- La sollicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica según **Art. 3.6.1.2.2** combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño, y
- Tanto para momento negativo entre puntos de contra flexión bajo una carga uniforme en todos los claros como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 50.0 ft(15m) entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 32.0 kip de cada camión se deberá tomar como 14 ft(4m).

Los ejes que no contribuyan al efecto de fuerza extrema en consideración, serán obviados. Ambos, el carril de diseño como el ancho cargado de 10ft(3m) en cada carril, se colocará para producir el efecto de fuerza extrema. El camión de diseño o tándem de diseño se colocará transversalmente de manera que el centro de cualquier carga de rueda no esté más cerca que:

- Para el diseño de la cubierta en voladizo 1 ft(30cm) desde la cara de la acera o la baranda y
- Para el diseño de los demás componentes 2ft(60cm) desde el borde de carril de diseño.

Amenos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño, o partes de los mismo que contribuyan al efecto de la fuerza extrema en consideración, se cargaran con la carga de carril de diseño.

Art. 3.6.1.3.4 Carga en vuelos de tablero

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 6 ft(1.8m), la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 1.0 klf , ubicada a un pie desde la cara de la baranda.

Art. 4.6.2.2. las cargas permanentes de la losa interior y de vuelo se pueden distribuir uniformemente entre todas las vigas si se cumple con lo especificado en el **Art. 4.6.2.2.1.**

Art. 3.6.1.6 Carga peatonal (PL)

Para el diseño de andenes, se empleará una carga viva de $0.075 \text{ ksf} \left(366 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right)$, en andenes de más de 2 pies y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño en el carril del vehículo.

Donde los vehículos pueden montar la acera, la acera peatonal, la carga no se considerará simultáneamente. Si una acera puede ser eliminado en el futuro, las cargas vivas vehiculares se aplicarán a 1 pie(30cm) del borde de la plataforma para el diseño del voladizo, y a 2 pies(60cm) del borde de la plataforma para el diseño de todos los demás componentes. La carga peatonal no se considerará que actúan simultáneamente con los vehículos. La tolerancia de carga dinámica no necesita ser considerada para vehículos.

Art. 3.6.2 Carga dinámica (IM)

Los efectos estáticos del camión de diseño o tándem, deben ser incrementados por los porcentajes especificados en la tabla 3.6.2.1-1, para cargas dinámicas permisibles.

El factor a ser aplicado a la carga estática debe ser tomado como: $1 + \frac{IM}{100}$

La carga dinámica permisible no debe ser aplicada a las cargas peatonales o a cargas del carril de diseño.

Art.3.6.1.3.2 carga opcional para carga viva en la evaluación de la deflexión

La deflexión debe ser tomada como la mayor entre:

- El resultado del camión de diseño
- El resultado del 25% del camión de diseño tomado junto la carga de carril de diseño

Art. 3.6.4 Fuerza de frenado (BR)

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el **Art. 3.6.1.1.2.**

En base a los principios de la energía, y suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado determinada como una fracción del peso del vehículo es igual a:

$$b = \frac{v^2}{2ga} \quad (C3.6.4-1)$$

9.4 Art. 3.8 Carga de viento (WL Y WS)

Art. 3.8.1.1 Presión horizontal de viento

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento.

$$P_z = 2.56 * 10^{-6} V^2 K_z G C_D \quad (3.8.1.2.1-1)$$

$$V = \quad (T3.8.1.1.2-1)$$

$$K_z = \quad (TC3.8.1.2.1-1)$$

$$G = \quad (T3.8.1.2.1-1)$$

$$C_D = \quad (T3.8.1.2.1-2)$$

La velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las condiciones locales.

Típicamente la estructura de un puente se debería estudiar separadamente bajo presiones de viento actuando desde dos o más direcciones diferentes a fin de obtener las máximas presiones a barlovento, sotavento y laterales que producen las cargas más críticas para la estructura.

Art. 3.8.1.2.3a Carga de viento en la superestructura

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla 3.8.1.2.3a-1, y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta.

Art. 3.8.1.2.3b Carga de viento en la subestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0.040 *ksf*.

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, para diferentes ángulos de dirección del viento se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta y se determinará de la siguiente forma:

$$WS\ long = A_v * p_z * \text{sen}\theta$$

$$WS\ transv = A_v * p_z * \text{cos}\theta$$

Art. 3.8.1.3 Carga de viento sobre los vehículos (WL)

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 0.10 *klf* actuando normal a la calzada y 6.0 ft sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

Si el viento sobre los vehículos no se considera normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como se especifica en la Tabla 3.8.1.3-1, considerando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie.

Art. 3.8.2 Carga vertical de viento

A menos que se especifique lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente igual a:

- 0.020 *ksf* para un estado límite de resistencia *III* y
- 0.010 *ksf* para un estado límite de servicio *IV*.

Por el ancho del tablero, incluyendo las barandas y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se deberá aplicar sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas en el Artículo 3.8.1.

9.5 Art. 3.11 Presión de tierra (EH, ES y LS)

Art. 3.11.5 Empuje del suelo (EH)

Las estructuras para contención de rellenos tales como los muros y aletones de contención, se dimensionarán para resistir la presión obtenida por la fórmula de Rankine o Coulomb. La presión de tierras horizontal (p) varía linealmente en forma proporcional a la profundidad. Se encuentra definida por la siguiente ecuación.

$$p = k\gamma_s z \quad (3.11.5.1-1)$$

$$k = k_0, k_a, k_p$$

Art. 3.11.5.2 Coeficiente de empuje lateral en reposo (k_0)

Para muros que no se deforman ni mueven, el coeficiente de empuje lateral se toma en reposo y se calcula como:

$$k_0 = 1 - \sin \phi'_f \quad (3.11.5.2-1)$$

Art. 3.11.5.3 Coeficiente de empuje lateral activo (k_a)

Para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, el coeficiente de empuje lateral se calcula como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{r[\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]} \quad (3.11.5.3-1)$$

$$r = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2 \quad (3.11.5.3-2)$$

Art. 3.11.5.4 Coeficiente de empuje lateral pasivo (k_p)

Para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva, el coeficiente de empuje lateral se obtiene de la figura 3.11.5.4-2.

$$k_p \quad (Figura 3.11.5.4-2)$$

Art. 3.11.6.5.3 Análisis de Mononobe Okabe

El método de Mononobe-Okabe es un método de análisis que permite determinar los esfuerzos (sísmicos o los provocados por una carga externa) del suelo que actúan en el estribo, calculando una presión de tierra estática equivalente cuando el estribo está en el punto de falla, mediante la siguiente expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_{AE} \quad (11.6.5.3-2)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\theta - \theta_{MO} - \beta)}{\cos \theta_{MO} \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad (A11.3.1-1)$$

$$\theta_{MO} = \arctan [kh / (1 - kv)] \quad kh = 0.5k_h \quad (11.6.5.2)$$

$$k_h = (F_{pga})(PGA) = A_s \quad (T3.10.3.2-1)$$

$$C = PGA = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S * (2.7 a_0)}{Q' * \Omega} \geq S * a_0 \quad (RNC 07-Arto.24)$$

$$a_0 \quad (RNC 07-Figura 2)$$

$$Q' \quad (RNC 07-Arto.21)$$

$$\Omega \quad (RNC 07-Arto.22)$$

$$S \quad (RNC 07-Arto.25)$$

Art. 3.11.6.1 Sobrecarga uniforme (ES)

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta_p = k_s q_s \quad (3.11.6.1-1)$$

Art. 3.11.6.4 Sobrecarga viva (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del muro de respaldo. El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k_{Y_s} h_{eq} \quad (3.11.6.4-1)$$

$$h_{eq} \quad (\text{Tabla } 3.11.6.4-$$

1)

9.6 Art. 3.12 Efecto de fuerza por deformaciones superpuestas (TU)

Art. 3.12.2 Temperatura uniforme (TU)

En el diseño del estribo, se necesitan calcular cargas horizontales de temperatura como son la carga debida al aumento y descenso de temperatura.

Para determinar estas cargas, se requiere la temperatura ambiente de la viga de acero, así como el coeficiente térmico de expansión para el acero y de esta forma calcular expansión o contracción de temperatura para luego determinar las cargas térmicas basadas en las propiedades del apoyo de neopreno.

Para el cálculo de los efectos provocados por la deformación de origen térmico, se deberá usar los valores extremos de temperatura que se encuentran especificados en la tabla 3.12.2.1-1, correspondientes a un rango de temperatura de clima moderado para el acero.

10. Art. 1.3.2 Estados límites

La sollicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i Y_i Q_i$$

El Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum \eta Y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1.3.2.1-1)$$

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (1.3.2.1-2)$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1 \quad (1.3.2.1-3)$$

10.1 Art. 1.3.3 Ductilidad

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y evento extremo antes de la falla.

Para el estado límite de resistencia:

- $nD \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles
- $nD = 1.00$ para diseños y detalles convencionales
- $nD \geq 0.95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad.

Para todos los demás estados límites: $nD = 1.00$

10.2 Art. 1.3.4 Redundancia

A menos que existan motivos justificados para evitarlas se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Para el estado límite de resistencia:

- $nR \geq 1.05$ para elementos no redundantes.
- $nR = 1.00$ para niveles convencionales de redundancia.
- $nR \geq 0.95$ para niveles excepcionales de redundancia.

Para todos los demás estados límites: $nR = 1.00$

10.3 Art. 1.3.5 Importancia operativa

Aplicable exclusivamente a los estados límites de resistencia y evento extremo.

Para el estado límite de resistencia:

- $nI \geq 1.05$ para puentes importantes.
- $nI = 1.00$ para puentes típicos.
- $nI \geq 0.95$ para puentes de relativamente poca importancia.

Para todos los demás estados límites: $nI = 1.00$

Nota¹⁰. Observar que para los estados límites de Servicio y Fatiga, $n = 1.0$ ($\eta_D = \eta_R = \eta_I = 1$)

¹⁰ MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén

10.4 Combinaciones de carga y factores de carga

Se consideraron las combinaciones de Diseño por Factores de Carga y Resistencia. A continuación, se presentan las principales combinaciones de cargas, las cuales se obtuvieron de la **tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD 2017**:

- **Estado límite de resistencia I:**

Str-I1: $1.25DC + 1.50DW + 1.75PL + 1.75(LL+IM)$

Str-I2: $1.25DC + 0.65DW + 1.75PL + 1.75(LL+IM)$

Str-I3: $0.90DC + 1.50DW + 1.75PL + 1.75(LL+IM)$

Str-I4: $0.90DC + 0.65DW + 1.75PL + 1.75(LL+IM)$

- **Estado límite correspondiente a evento extremo I:**

EE-I1: $1.25DC + 1.50DW + 1.0PL + 1.0EQ$

EE-I2: $1.25DC + 0.65DW + 1.0PL + 1.0EQ$

EE-I3: $0.90DC + 1.50DW + 1.0PL + 1.0EQ$

EE-I4: $0.90DC + 0.65DW + 1.0PL + 1.0EQ$

EE-I5: $1.25DC + 1.50DW + 1.0PL + 1.0(LL+IM) + 1.0EQ$

EE-I6: $1.25DC + 0.65DW + 1.0PL + 1.0(LL+IM) + 1.0EQ$

EE-I7: $0.90DC + 1.50DW + 1.0PL + 1.0(LL+IM) + 1.0EQ$

EE-I8: $0.90DC + 0.65DW + 1.0PL + 1.0(LL+IM) + 1.0EQ$

- **Estado límite de servicio I:**

Ser-I1: $1.0DC + 1.0DW + 1.0PL + 1.0(LL+IM)$

- **Estado límite de servicio II:**

Ser-II1: $1.0DC + 1.0DW + 1.30PL + 1.30(LL+IM)$

- **Estado límite de servicio III:**

Ser-III1: $1.0DC + 1.0DW + 0.80PL + 0.80(LL+IM)$

- **Estado límite de servicio IV:**

Ser-IV1: 1.0DC + 1.0DW

- **Estado límite de fatiga I:**

F-I: 1.50(LL+IM)

11. Especificaciones generales

Art. 5.4.2.4 Módulo de elasticidad del concreto

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para concreto de peso normal con esfuerzo de compresión de diseño arriba de 15ksi y concreto de peso liviano con esfuerzo de compresión de diseño arriba de 10ksi cuya densidad está comprendida entre 0.090 y 0.155 kcf se puede tomar como:

$$E_c = 120,000K1W_c^{2.0}f_c^{0.33} \quad (5.4.2.4-1)$$

Art. 5.4.2.5 Coeficiente de Poisson

A menos que se determine mediante ensayos físicos, se puede asumir que el coeficiente de Poisson es igual a 0,2. El efecto del coeficiente de Poisson se puede despreciar en los componentes que se anticipa estarán sujetos a fisuración.

Art. 5.4.2.6 Módulo de ruptura del concreto

A menos que se determine mediante una prueba física, los módulos de ruptura, f_r , para concreto liviano con resistencia a la compresión especificada hasta 10.0 Ksi y concreto de peso normal de hasta 15.0 Ksi, pueden tomarse como $0.24 \lambda \sqrt{f_c}$ dónde λ es el factor de modificación de densidad del concreto como se especifica en el Artículo 5.4.2.8.

Art. 5.4.2.8 Factor de modificación de la densidad del concreto

El factor de modificación de la densidad del hormigón se determinará como:

- Cuando se especifica la resistencia a la tracción por división f_{ct} :

$$\lambda = 4.7 \frac{f_{ct}}{\sqrt{f_c}} \leq 1.0 \quad (5.4.2.8-1)$$

- donde f_{ct} no se especifica

$$0.75 \leq \lambda \leq 7.5w_c \leq 1.0 \quad (5.4.2.8-2)$$

- donde se use concreto de peso normal λ se tomará como 1.0

Art. 6.4.1 Acero Estructural

- El módulo de elasticidad y el coeficiente de expansión térmica de todos los grados de acero estructural se asumen como 200000 MPa (29,000 ksi) y $1.17 * 10^{-5} mm/mm/^\circ C$ ($6.5 * 10^{-6} in/in/^\circ F$), respectivamente.

Art. 5.4.4 Acero de preesfuerzo (pretensado y postensado)

Sin recubrimiento, de baja relajación, de siete hilos o sin recubrimiento según, como se especifica para su uso en las especificaciones de construcción de puentes AASHTO LRFD:

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A416/A416M) o
- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A722/A722M).

Los requisitos para estos aceros se pueden tomar como se especifica en la Tabla 5.4.4.1.1.

Art. 5.4.4.2 Módulo de elasticidad de preesfuerzo (pretensado y postensado)

Si no hay datos más precisos disponibles, el módulo de elasticidad para el acero de pretensado, basado en el área de la sección transversal nominal, puede tomarse como:

para cables: $E_p = 28,500 \text{ Ksi}$ y

Para barra: $E_p = 30,000 \text{ Ksi}$

Art. 5.5.4.2 Factores de resistencia

El diseño de los elementos de concreto estructural y elementos de concreto preesforzado, se regirá a lo especificado en este artículo, teniendo especificado un campo de resistencia arriba de 100 ksi para elementos y conexiones especificados en el artículo 5.4.3.3.

Los factores de resistencia ϕ deberán ser tomados de acuerdo a los factores especificados dentro del **Art. 5.5.4.2**:

Para secciones en que la deformación de tensión neta en el acero de tracción extremo en la resistencia nominal está entre los límites para sección de compresión y tensión controlados, ϕ varía linealmente.

Para elementos preesforzado:

$$0.75 \leq \phi = 0.75 + 0.25 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}} \right) \leq 1.0 \quad 5.5.4.2-1$$

Para elementos no preesforzado:

$$0.75 \leq \phi = 0.75 + 0.15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}} \right) \leq 0.90 \quad 5.5.4.2-2$$

Art. 5.10.1 Recubrimiento de concreto preesforzado y no preesforzado.

El recubrimiento del acero de refuerzo se encuentra especificado en el artículo 5.10.1, donde indica que el recubrimiento para el acero de pretensado y las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en la Tabla 5.10.1-1.

Art. 5.10.3 Separación de la Armadura

Para el hormigón colado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras,
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o
- 38 mm.

Art. 5.10.8 Desarrollo y empalme de las armaduras

Art. 5.10.8.2.1.a Longitud de desarrollo en tensión

La longitud de desarrollo en tensión modificada ℓd , no deberá ser menor que la longitud básica de anclaje en tracción, ℓdb , ajustada por los factores de modificación especificados en los **Artículos 5.10.8.2.1b y 5.10.8.2.1c**. La longitud de anclaje en tracción no deberá ser menor que 12 pulgadas =300 mm, excepto para el desarrollo de refuerzo de corte especificado en el **Art 5.10.8.2.6**, la longitud básica de desarrollo en tracción, ℓdb , en pulgadas, se deberá calcular la mediante:

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} \quad (5.10.8.2.1a-1)$$

$$l_{db} = 2.4d_b * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.10.8.2.1a-2)$$

Los factores λ pueden ser igual a 1, a menos que se especifiquen incrementos o decrementos.

Art. 5.10.8.2.1b Factores de modificación que aumentan ℓd

La longitud básica de desarrollo deberá ser modificada por los siguientes factores:

1. Para el refuerzo horizontal colocado de manera que haya más de 12 pulgadas=300mm de hormigón debajo del refuerzo $\lambda_{rl} = 1.3$
2. Para el refuerzo horizontal colocado de manera que haya más de 12 pulgadas=300mm de hormigón debajo del refuerzo y $f'_c > 10ksi$ $\lambda_{rl} = 1.3$.
3. Para barras recubiertas con resina epoxi en las cuales el recubrimiento de hormigón es menor que $3db$ o la separación libre entre las barras es menor que $6db$: $\lambda_{cf} = 1.5$
4. Para barras recubiertas de epoxi no cubiertas arriba $\lambda_{cf} = 1.2$
5. La siguiente relación se debe de cumplir $\lambda_{rl} * \lambda_{cf} < 1.7$

Art. 5.10.8.2.1c Factores de modificación que disminuyen ℓd

La longitud básica de desarrollo modificada en los **Art. 5.10.8.2.1a y Art. 5.10.8.2.1b** pueden ser modificada por los siguientes factores:

para el refuerzo que se desarrolla en la longitud considerada λ_{rc} debe satisfacer lo siguiente:

$$0.4 \leq \lambda_{rc} \leq 1 \quad (5.10.8.2.1c-1)$$

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} \quad (5.10.8.2.1c-2)$$

$$k_{tr} = 40A_{tr}/(sn) \quad (5.10.8.2.1c-3)$$

Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si en un elemento flexionado hay más armadura que la requerida por el análisis:

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ proporcionada}} \quad (5.10.8.2.1c-4)$$

Art. 5.10.8.2.2 Barras corrugadas en compresión

La longitud de desarrollo modificada l_d para barras corrugadas en compresión no deben ser menor ya sea con la longitud básica de desarrollo l_{db} y lo que se especifica en **Art. 5.10.8.2.2b** o 8 pulgadas~200mm.

$$l_d = l_{db} * \lambda_{rc} * \lambda_{er} \quad (5.10.8.2.2a-1)$$

La longitud básica de desarrollo debe ser más larga que la mayor entre las siguientes:

$$l_{db} \geq \frac{0.63d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (5.10.8.2.a-2)$$

$$l_{db} \geq 0.3d_b f_y \quad (5.10.8.2.2a-3)$$

Art. 5.10.8.2.2b factores de modificación

La longitud básica de desarrollo l_{db} se puede multiplicar por los siguientes factores:

Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia de la armadura, o si hay más armadura que la requerida por el análisis:

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ proporcionada}}$$

Si la armadura está encerrada por una espiral formada por una barra de no menos de 0.25 in~6mm de diámetro y con un paso de no más de 4 pulgadas~100mm:

$$\lambda_{rc} = 0.75$$

Art. 5.10.8.2.4a Longitud básica de desarrollo de un gancho en tensión

La longitud modificada de desarrollo l_{dh} , en pulgadas, para barras corrugadas en tensión que terminan en un gancho estándar especificado en el **Art 5.10.2.1** debe determinarse como la longitud básica de desarrollo de ganchos estándar en tensión l_{hb} ajustado por el factor aplicable de modificación especificado en el **Art 5.10.8.2.4b**, pero no debe ser tomado menor que el máximo valor siguiente:

$8d_b$ y 6 pulgadas ~150mm

La longitud de desarrollo modificada l_{dh} de ganchos estándar en tensión debe ser tomada como:

$$l_{dh} = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda}$$

$$(5.10.8.2.4a-1)$$

$$l_{hb} = \frac{38d_b}{60} * \frac{f_y}{\sqrt{f_{rc}}}$$

$$(5.10.8.2.4a-2)$$

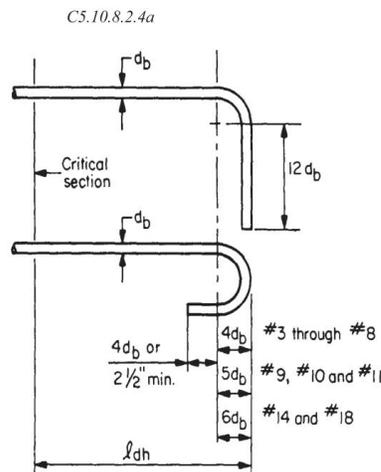


Figure C5.10.8.2.4a-1—Hooked Bar Details for Development of Standard Hooks (ACI Committee 318 2011)

Figura No. 4 Desarrollo de ganchos estándares AASTHO LRFD

Art. 5.10.8.2.4b factores de modificación

La longitud básica de desarrollo de ganchos estándar en tensión l_{hb} se deberá multiplicar por el siguiente factor o factores según corresponda:

1. Para barras recubiertas con resina epoxi $\lambda_{cw}=1.2$
2. Si el recubrimiento lateral para barras #11~#36 o menores, perpendicular al plano del gancho, \geq a 2.5in~ 64mm, y para ganchos a 90°, el recubrimiento de la barra más allá del gancho no es menor que 2 pulgadas~50mm: $\lambda_{rc} = 0.8$
3. Para ganchos de 90 grados para barras #11~#36 o menores, que están encerradas dentro de bastones o estribos perpendiculares a la barra que se está desarrollando, espaciados no excediendo al mayor entre 3db y l_{dh} , o encerradas dentro de estribos paralelas a la barra que se está desarrollando espaciados no excediendo al mayor entre 3db y el largo de extensión desde la cola hasta la curva del gancho estándar, y en ambos casos el primer amarre o estribo dentro que encierra la porción doblada del gancho está dentro de 2db desde el exterior de la curva: $\lambda_{rc} = 0.8$.
4. Para ganchos en 180 grados de #11~#36 ($\varnothing 36$ mm) y menores están encerrados dentro de bastones o estribos cerrados perpendiculares a la barra en desarrollo, espaciados no excediendo al mayor de 3db y l_{dh} , y que el primer amarre o estribo dentro que encierra la porción doblada del gancho está dentro de 2db desde el exterior de la curva: $\lambda_{rc} = 0.8$
5. Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad de la tensión de fluencia, o si hay más armadura que la requerida por el análisis:

$$\lambda_{er} = \frac{\text{As requerida}}{\text{As proporcionada}}$$

Confinement of hooked bars by stirrups perpendicular and parallel to the bar being developed is illustrated in Figure C5.10.8.2.4b-1.

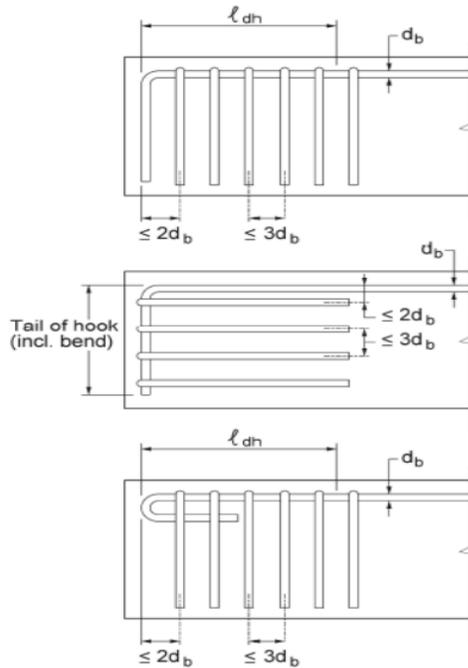


Figure C5.10.8.2.4b-1—Confinement of Hooked Bars by Stirrups

Figura No. 5 Confinamiento para ganchos por estribos

Art. 5.10.8.4.3 Empalme de las barras de armadura

La mínima longitud de solape de los empalmes solapados traccionados deberá ser como se especifica para empalmes Clase A o Clase B, pero no menor que 300mm, donde:

Empalmes Clase A 1,0 l_d

Empalmes Clase B 1,3 l_d

Art. 5.10.8.4.5 Empalmes en las barras solicitadas a compresión

La longitud de solape, l_c , para los empalmes solapados comprimidos no deberá ser menor que 300 mm o como se especifica a continuación:

- Si $f_y \leq 60 \text{ ksi}$, entonces:

$$l_c = 0,50m f_y d_b \quad (5.10.8.4.5a-1)$$

• Si $f_y > 60 \text{ ksi}$, entonces:

$$\ell_c = m (0,90f_y - 24) db \quad (5.10.8.4.5a-2)$$

Armadura transversal

Art. 5.7.2.3 Especifica la región donde se requiere refuerzo transversal

Excepto para losas, zapatas, alcantarillas, estructuras enterradas se deberá proveer refuerzo de corte donde se cumpla:

$$V_u > 0,5 \square (V_c + V_p) \quad (5.7.2.3-1)$$

Art. 5.7.2.8 y Art. 5.7.3 Especifica la sección crítica al corte

El peralte efectivo de corte d_v puede ser tomado de la siguiente manera:

$$d_v = d - a/2 \quad y \quad d_v \geq \text{al mayor entre } \begin{cases} 0,9d \\ 0,72h \end{cases}$$

Art. 5.7.3.3 Donde la resistencia nominal al corte se debe de tomar como la menor de las siguientes ecuaciones:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.7.3.3-1)$$

$$V_n = 0,25f'_c b_v d_v + V_p \quad (5.7.3.3-2)$$

Donde:

$$V_c = 0,0316 \beta \lambda \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.7.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.7.3.3-3)$$

Y donde:

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750E_s} + \frac{51}{39 + S_{xe}}, \quad \epsilon_s = \frac{\frac{M_u}{d_v} + V_u}{E_s A_s}, \quad S_{xe} = S_x * \frac{1,38}{a_g + 0,63}$$

Art. 5.10.4 Armadura transversal para elementos solicitados a compresión

La armadura transversal de los elementos comprimidos puede consistir ya sea en zunchos o bien en estribos cerrados.

- La armadura transversal para todos los elementos comprimidos a excepción de las pilas deberá consistir en uno o más zunchos continuos igualmente separados de barra o alambre liso o conformado de un diámetro mínimo de 9,5 mm.
- En los elementos comprimidos con estribos cerrados, todas las barras longitudinales deberán estar encerradas por estribos laterales equivalentes a: Barras No. 3 para Barras No. 10 o menores, Barras No. 4 para Barras No. 11 o mayores, y Barras No. 4 para paquetes de barras.

Art. 5.10.5 Armadura transversal para elementos solicitados a flexión

Excepto en las losas de tablero, la armadura de compresión de los elementos solicitados a flexión deberá estar encerrada por estribos o estribos cerrados que satisfagan los requisitos sobre tamaño y separación indicados en el Artículo 5.10.4 o por malla de alambre soldada de área equivalente.

12. Especificaciones para la losa de rodamiento

12.1 Método de diseño considerado

Art. 4.6.2 Método de análisis aproximado

Este método corresponde a un método similar al utilizado en la norma AASHTO Standard.

Conocido también como Método de las Franjas, Un método en el que la plataforma se subdivide en franjas perpendiculares a los componentes de soporte (franjas perpendiculares al tráfico) y se considerarán aceptables para cubiertas que no sean:

- Armaduras completamente llenas y parcialmente llenas para las cuales se aplicarán las disposiciones del **Art. 4.6.2.1.8** y
- Losas superiores de vigas de caja de hormigón segmentadas para que se aplicarán las disposiciones de **Art. 4.6.2.9. 4.**

Si se utiliza el método de las franjas, el momento extremo positivo de cualquier panel de tablero entre vigas se considerará actuando en todas las regiones de momento positivo. De manera similar, el momento extremo negativo de cualquier viga se considerará actuando en todas las regiones de momento negativo.

Es comúnmente usar este método en puentes oblicuos, aunque la oblicuidad en general tiende a disminuir las solicitaciones extremas, también produce momentos negativos en las esquinas, momentos torsores en las zonas de los extremos, una considerable redistribución de las reacciones, además de una variedad de fenómenos estructurales que deberían ser considerados en el diseño.

Art. 4.6.2.1.3 Ancho de faja equivalente de un tablero Interior

El ancho de la faja equivalente de un tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1. Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico, las fajas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que 40 pulgadas, en caso de emparrillados abiertos, y no mayores que 144 pulgadas, para todos los demás tableros en los cuales se investiga carga en múltiples carriles.

Para los vuelos de tableros, cuando sea aplicable, se pueden utilizar los requisitos del **Art. 3.6.1.3.4** en lugar del ancho de faja especificado en la Tabla 4.6.2.1.3-1, para vuelos de tableros. Las fajas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho.

Art. 4.6.2.1.4 Ancho de faja equivalente de un tablero de bordes

Art. 4.6.2.1.4b Bordes longitudinales

Las vigas de borde deberán estar asumidas para soportar una línea de rueda y, donde sea apropiado, una porción tributada de la carga de carril de diseño.

Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección del tráfico, el ancho efectivo de una faja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde del tablero y la cara interna de la barrera, más 12 pulgadas, más un cuarto del ancho de faja especificado en los **Art. 4.6.2.1.3 o Art. 4.6.2.10**, según corresponda, pero no deberá ser mayor que la mitad del ancho de faja total o que 72 pulgadas.

Art. 4.6.2.1.4c Bordos transversales

Las vigas de borde transversales deberán estar asumidas para soportar un eje del camión diseño en uno o más carriles de diseño, posicionados para producir los máximos efectos de las cargas. Los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica deberán ser aplicados.

El ancho efectivo de una faja, con o sin viga de borde, se puede tomar como la sumatoria de la distancia entre el borde transversal del tablero y el eje de la primera línea de apoyo del tablero, generalmente tomada como el alma de una viga, más la mitad del ancho de faja especificado en el **Art. 4.6.2.1.3**. El ancho efectivo no deberá ser mayor que el ancho de faja total especificado en **Art. 4.6.2.1.3**.

Art. 4.6.2.1.6 Cálculo del efecto de las fuerzas

Las tiras o franjas o fajas se tratarán como vigas continuas o simplemente apoyadas según sea apropiado. La longitud del tramo se tomará como la distancia de centro a centro entre los componentes de soportes. Con el fin de determinar los efectos de fuerzas en las franjas, se supondrá que los componentes de soportes son infinitamente rígidos.

Las cargas de ruedas se pueden modelar como cargas concentradas o cargas de parche cuya longitud a lo largo del tramo será la longitud de área de contacto del neumático según **Art. 3.6.1.2.5**, más la profundidad de la plataforma. Las tiras deben ser analizadas por la teoría clásica de la viga.

La sección de diseño para momento negativos y fuerzas de cortes, donde se investiga, puede tomarse de la siguiente manera:

- Para construcciones monolítica, cajas de acero cerradas, de concreto cerradas, cajas de concreto abiertas sin bridas superiores y vigas prefabricadas con vástago, es decir, secciones (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h), (i) y (j) de la Tabla 4.6.2.2.1-1, en la cara del soporte componente.
- Para vigas en I de acero y vigas de acero para bañera, es decir, secciones transversales (a) y (c) de Tabla 4.6.2.2.1-1, un cuarto del ancho de la brida o del patín desde la línea central de apoyo.
- Para vigas de hormigón prefabricadas en forma de I y abiertas Cajas de hormigón con bridas superiores, es decir, secciones transversales (c) y (k) de la Tabla 4.6.2.2.1-1, un tercio del ancho de la brida o el patín, pero no superior a 15.0 pulgadas., desde línea central de apoyo,
- Para vigas de madera, es decir, sección transversal (l) de la tabla 4.6.2.2.1-1, un cuarto del ancho de la viga superior desde línea central de la viga.

Para vigas de caja abierta, se considerará cada banda como un componente de soporte separado para la cubierta. La distancia desde la línea central de cada red y las secciones adyacentes de diseño para momento negativo serán determinado en función del tipo de construcción de la caja y la forma de la parte superior de la red usando los requisitos descritos anteriormente.

Diseño de los Vuelos del Tablero

Art. 13.7.3.1.1 usando sistemas de barandas probadas anti choque; Sé puede usar sin análisis y / o pruebas adicionales, siempre que la propuesta la instalación no tiene características que faltan en la configuración probada y que podría restar valor al rendimiento del sistema de barandas probado esto dado por la experiencia y criterio profesional del ingeniero de puentes.

Para un nuevo sistema de barandas anti choque; Los vuelos del tablero de un puente se deberán diseñar considerando separadamente los siguientes casos de diseño estipulados en el **A13.4.1 LRFD 2017**:

12.2 Art. 9.7.1 Espesor mínimo de losa de rodamiento

Deberá ser mayor o igual que 7 pulgadas excluyendo toda superficie de más, a menos que el propietario apruebe una altura menor.

12.3 Art. 13.7.3.1.2 Espesor mínimo de la losa de rodamiento en voladizo

Basado en ensayos de choques, el mínimo espesor de borde de los vuelos de la losa se deberá tomar como mínimo lo siguiente:

- Cuando soportan un sistema de postes montados en el tablero: 8 pulgadas.
- Para sistemas de postes montados lateralmente: 12 pulgadas.
- Cuando soportan parapetos o barreras de concreto: 8 pulgadas.

12.4 Art. 5.6.3.3 Armadura mínima

En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre; M_{cr} y $1.33M_u$; (AASHTO 5.6.3.3).

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad (5.6.3.3-1)$$

$$M_u \quad (T3.4.1-1)$$

12.5 Art. 9.7.3.2 Armadura de distribución

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

Si la armadura principal es paralela al tráfico: $100/\sqrt{s} \leq 50\%$

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico: $220/\sqrt{s} \leq 67\%$

12.6 Art. 5.10.6 Armadura de contracción y temperatura

La armadura para contracción y temperatura se puede proveer en forma de barras, malla de alambre soldada o tendones de pretensado. Para el caso de las barras o malla de alambre soldada, el área de la armadura en cada dirección deberá satisfacer:

$$A_s \geq \frac{1.30bh}{2(b+h)f_y} \quad (5.10.6-1)$$

Excepto que, $0.11 \leq A_s \leq 0.60$ (5.10.6-2)

La separación de la armadura no excederá:

- 30cm para muros y cimientos con espesores mayores de 45cm
- 30cm para otros componentes con espesores mayores que 90cm.
- Para todas las demás situaciones, 3 veces el espesor del componente, pero no menor que 0.45m.
- Para componentes con espesores de 0.15m o menos, el acero mínimo especificado se puede colocar en una sola capa. No se requiere acero de contracción y temperatura para:
 - ❖ Caras extremas de muros con espesores menores o iguales a 0.45cm
 - ❖ Caras laterales de cimientos enterrados con espesores menores o iguales a 0.90cm
 - ❖ Caras de todos los otros componentes con la dimensión más pequeña menor o igual que 45cm.

12.7 Art. 5.6.7 Control de agrietamiento por distribución del refuerzo

Todos los elementos de concreto, excepto las losas de tablero diseñadas de acuerdo con el **Art. 9.7.2**, donde la tensión en la sección transversal excede el 80% del módulo de ruptura, deben dimensionarse de manera que en la condición de carga para el estado límite de servicio aplicable, las armaduras de acero en la capa más cercana a la cara de tensión no estén separadas más de:

$$s \leq \frac{700Y_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (5.6.7-1)$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)} \quad (5.6.7-2)$$

13. Especificaciones para vigas postensado

13.1 Art. 5.9.2.3 Límites para tensión en el concreto

Art. 5.9.2.3.1 Para tensiones temporarias antes de las pérdidas

Art. 5.9.2.3.1a Tensiones de compresión

El límite para la tensión de compresión en los elementos de concreto pretensado y postensado, incluyendo los puentes construidos por segmentos, será de $0,65 f'_{ci}$ (Ksi).

Art. 5.9.2.3.1b Tensiones de tracción

Los límites de la tabla 5.9.2.3.1b-1 se aplicarán a las tensiones de tracción.

Art. 5.9.2.3.2 Para tensiones en estado límite de Servicio después de pérdidas.

Art. 5.9.2.3.2a Tensiones de compresión

La compresión se investigará utilizando las combinaciones de carga de estado límite de servicio 1 especificadas en la tabla 3.4.1-1. Se aplicarán los límites de la tabla 5.9.2.3.2a1. Estos límites pueden usarse para concreto de peso normal con resistencias a la compresión de diseño de hasta 15.0 ksi.

El factor de reducción. se considerará igual a 1.0 cuando las relaciones de esbeltez de la banda y la brida, calculadas de acuerdo con el artículo 5.6.4.7.1, no sean mayores que 15, el factor de reducción, se calculará de acuerdo con el **Art. 5.6. 4.7.2.**

Art. 5.9.2.3.2b Tensiones de tracción

Para las combinaciones de cargas de servicio que involucran cargas de tráfico, las tensiones de tracción en los elementos que tienen tendones de pretensado adherentes o no adherentes se deberían investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio III especificada en la Tabla 3.4.1-1. Se aplicarán los límites indicados en la Tabla 5.9.2.3.2b – 1.

Art. 5.9.2.2 Límites para la tensión en acero pretensado

La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los siguientes valores:

- Los valores especificados en la Tabla 5.9.2.2-1
- Los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes.

La tensión en los tendones en los estados límites de resistencia y evento extremo no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla 5.4.4.1-1.

13.2 Art. 5.9.3 Pérdidas de pretensado

Art. 5.9.3.1 Pérdida de pretensado y postensado total

En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de pretensado en elementos construidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se pueden tomar como:

En elementos pretensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (5.9.3.1-1)$$

En elementos postensados:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (5.9.3.1-2)$$

Art. 5.9.3.2.2 Fricción

Art. 5.9.3.2.2b Miembros postensados

Las pérdidas por fricción entre los tendones de pretensados internos y la pared de la vaina se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (5.9.3.2.2b-1)$$

Las pérdidas por fricción entre un tendón externo que atraviesa una única tubería de desviación se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-\mu(\alpha + 0.04)}) \quad (5.9.3.2.2b-2)$$

Valores de k y μ deberán estar basados en los datos experimentales para los materiales especificados y deberán mostrarse en los documentos contractuales, en la ausencia de estos datos, podrían ser usados valores dentro de los rangos de k y μ especificados en la tabla 5.9.3.2.2b-1.

Art. 5.9.3.2.3 Acortamiento elástico

Art. 5.9.3.2.3a Elementos pretensados

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.3.2.3a-1)$$

Art. 5.9.3.2.3b Elementos postensados

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.3.2.3b-1)$$

Art. 5.9.3.3 Estimación aproximada de las pérdidas dependientes del tiempo

Para miembros prefabricados pretensados estándar sujetos a condiciones ambientales y de carga normales, donde:

- Los miembros están hechos de concreto de peso normal,
- El concreto está curado al vapor o en húmedo,
- El pretensado es mediante barras o cables con propiedades de baja relajación; y
- El sitio se caracterice por condiciones medias de exposición y temperaturas.

La pérdida de pretensado a largo plazo, Δf_{pLT} , debido a la fluencia del concreto, la fragmentación del concreto y la relajación del acero se estimarán utilizando la siguiente fórmula

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad (5.9.3.3-1)$$

$$\gamma_h = 1.7 - 0.001H \quad (5.9.3.3-2)$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f_{ci})} \quad (5.9.3.3-3)$$

13.3 Art. 5.9.4 Detalles para pretensado

13.4. Dimensiones de vigas I AASTHO preesforzados

Selección de Viga AASTHO de sección I según vano libre.

PROPIEDADES GEOMETRICAS PARA VIGAS AASTHO

Tabla 1. Vigas AASTHO de Sección I

Viga Tipo	A_c $\times 10^3 \text{ mm}^2$	I_c $\times 10^9 \text{ mm}^4$	C_b mm	Vano recomendado máximo m
I	178.1	9.5	320	9..1 - 13.7
II	238.1	21.2	402	12.2 - 18.3
III	361.3	52.2	515	16.8 - 24.4
IV	509.0	108.5	628	21.3 - 30.5
V	653.5	216.9	812	27.4 - 36.6
VI	700.0	305.2	924	33.5 - 42.7

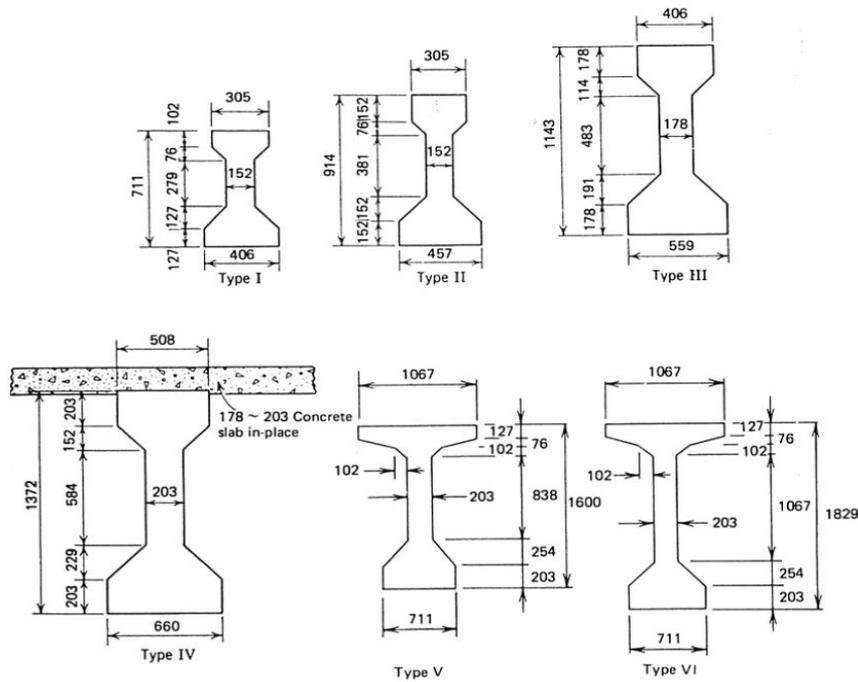


Figura No. 6 Secciones I vigas AASTHO

Art. 4.6.2.2 Puentes de viga y losa

A menos que se especifique lo contrario, los parámetros de rigidez para área, momentos de inercia y rigidez torsional utilizados aquí y en los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, se deberán tomar como los correspondientes a la sección transversal a la cual se aplicará el tráfico, es decir, generalmente a la sección compuesta.

El término L (longitud), deberá ser determinado para su uso en las ecuaciones de los factores de distribución de carga viva, especificadas en los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.3, como se muestran en la tabla 4.6.2.2.1-2.

El parámetro de rigidez longitudinal, K_g , se deberá tomar como:

$$K_g = n (I + A e_g^2) \quad (4.6.2.2.1-1)$$

$$n = \frac{E_B}{E_D} \quad (4.6.2.2.1-2)$$

13.5. Art. 4.6.2.2.2 Método de factores de distribución para momento y corte **Art. 4.6.2.2.2b Vigas Interiores con tableros de hormigón**

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de concreto se puede determinar aplicando el factor de distribución de carga viva g , especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1.

Excepto en el caso de las vigas tipo cajón, para las vigas de hormigón utilizadas en tableros multiviga con conectores de corte:

- Se deberán proveer diafragmas de extremo profundos y rígidos para asegurar la adecuada distribución de las cargas, y
- Si la separación entre almas de las vigas que poseen almas es menor que 4 pies o mayor que 10 pies, se deberá utilizar un análisis refinado que satisfaga el Artículo 4.6.3.

4.6.2.2.2d - Vigas exteriores

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar aplicando la fracción por carril g , especificada en la Tabla 4.6.2.2.2d-1.

La distancia d_e , se deberá tomar como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia fuera del cordón o barrera para el tráfico.

En las secciones transversales de puentes de viga y losa con diafragmas o marcos transversales, el factor de distribución para la viga exterior no se deberá tomar menor que el que se obtendría suponiendo que la sección transversal se deforma y rota como una sección transversal rígida. Se aplicarán los requisitos del **Art. 3.6.1.1.2.**

El procedimiento delineado en esta sección es igual a la aproximación convencional para cargas en pilotes:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum^{N_L} e}{\sum^{N_b} x^2} \quad (C4.6.2.2d-1)$$

4.6.2.2.3 - Método del factor de distribución para corte

4.6.2.2.3a- Vigas interiores

El cortante de carga viva para vigas interiores se puede determinar aplicando el factor de distribución de carga viva, g, especificado en la tabla 4.6.2.2.3a-1.

4.6.2.2.3b - Vigas exteriores

El cortante de carga viva para vigas exteriores se puede determinar aplicando el factor de distribución de carga viva, g, especificado en la tabla 4.6.2.2.3b-1

Art. 4.6.2.6 ancho de ala efectivo

A menos que se especifique lo contrario en este artículo o en los **Art. 4.6.2.6.2, 4.6.2.6.3, o 4.6.2.6.5**, el ancho de ala efectivo de la cubierta de la losa de concreto, podría ser tomado como el ancho tributario perpendicular al eje del miembro para determinar las rigideces de la sección transversal, para analizar y determinar la resistencia a flexión.

El ancho efectivo de losa, podría ser tomado como la mitad de la distancia al tramo adyacente o viga sobre cada lado del componente, o la mitad de la distancia al tramo adyacente o viga más el ancho del saliente completo.

13.6. Art. 5.6.3 Elementos preesforzados solicitados a flexión

Art. 5.6.3.1 Tensión en el acero de pretensado a la resistencia nominal a la flexión

Art. 5.6.3.1.1 Elementos con tendones enductados

Para secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2 y para las cuales f_{ps} es mayor o igual que $0.5f_{pu}$, la tensión media en el acero de pretensado, f_{ps} , se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - K \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.6.3.1.1-1)$$

Donde:

$$K = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (5.6.3.1.1-2)$$

Para sección T

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.6.3.1.1-3)$$

Para secciones rectangulares

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.6.3.1.1-4)$$

Art. 5.6.3.2 Resistencia a la flexión

Art. 5.6.3.2.1 Resistencia a la flexión mayorada

La resistencia a la flexión mayorada M_r se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n \quad (5.6.3.2.1-1)$$

Art. 5.6.3.2.2 Secciones con alas

Para las secciones con alas solicitadas a flexión respecto de un eje o a flexión biaxial con carga axial como se especifica en el Art. 5.7.4.5 para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Art. 5.7.2.2 y los tendones son adherentes.

Y si la altura del ala comprimida es menor que c , según lo determinado. De acuerdo con la Ecuación 5.7.3.1.1-3, la resistencia nominal a la flexión se puede tomar como:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

(5.6.3.2.2-1)

14. Especificaciones para el sistema de apoyo

14.1. Art. 14.4.2.1 Almohadillas elastoméricas y rodamientos elastoméricos con acero reforzado

La rotación máxima del estado límite de servicio debido al total carga, θ_s , para rodamientos con poca probabilidad de experimentar contacto duro entre componentes metálicos se tomará como la suma de:

- Las rotaciones de la carga de servicio aplicable. combinaciones en la Tabla 3.4.1-1, y
- Un margen para las incertidumbres, que se tomará como 0.005 rad. a menos que se apruebe un plan de control de calidad justifica un valor menor. Los componentes estáticos y cíclicos de θ_s serán considerado por separado cuando el diseño es de acuerdo a **Art. 14.7.5.3.3.**

Art. 14.7.5.1 Apoyos elastoméricos de acero reforzado

El factor de forma de una capa de un dispositivo de elastómero S_i , se toma como el área plana de una capa dividida por el área del perímetro libre para expandirse. S_i y h_{ri} , a menos que se indique lo contrario, corresponden a una capa interior.

Para dispositivos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \quad (14.7.5.1-1)$$

14.2. Art. 14.7.5.2 Propiedades del material

El módulo de corte del elastómero a 73 ° F será utilizado como base para el diseño. El elastómero debe tener un módulo de corte específico entre 0.080 y 0.175 ksi. Se ajustará a los requisitos de la Sección 18.2 de AASHTO LRFD 2017y AASHTO M 251.

Los criterios de aceptación en AASHTO M 251 serán seguido que:

- permite una variación de ± 15 por ciento del valor especificado para el módulo de corte de acuerdo con el primero y segundos párrafos de este artículo, y
- no permite un módulo de corte por debajo de 0.080 ksi.
- Para fines de diseño, se tomará el módulo de corte como el menos favorable de los valores en los rangos descritos encima. Otras propiedades, como la desviación de fluencia, deben ser obtenido de la Tabla 14.7.6.2-1 o de pruebas realizadas utilizando AASHTO M 251.

14.3. Art. 14.7.5.3.2 Deformaciones de corte

El desplazamiento horizontal máximo del puente. la superestructura, Δo , se tomará como el 65 por ciento del rango de movimiento térmico de diseño, ΔT , calculado en conformidad con el **Art. 3.12.2**, combinado con movimientos causado por fluencia, contracción y postensado.

La deformación de corte máxima del rodamiento, en el estado límite de servicio, Δs , se tomará como Δo , modificado para tomar en cuenta la rigidez de la subestructura y los procesos constructivos. Si se instala una superficie deslizante de baja fricción, Δs no necesita ser tomado para ser más grande que la deformación correspondiente al primer deslizamiento.

El rodamiento deberá satisfacer:

$$h_{rt} \geq 2\Delta s \quad (14.7.6.3.4-1)$$

14.4. Art. 14.7.5.3.5 Refuerzo

El espesor mínimo de refuerzo de acero, h_s , será de 0.0625 *pulg.*, como se especifica en el artículo 4.5 de AASHTO M 251.

El espesor del refuerzo de acero, h_s , deberá satisfacer:

- En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{ri} \sigma_s}{F_y} \quad (14.7.5.3.5-1)$$

- En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{ri} \sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (14.7.5.3.5-2)$$

14.5. Art. 5.4.2.2 Coeficiente de expansión térmica

El coeficiente de expansión de térmica determinarse mediante una prueba de laboratorio en la mezcla especificada que se utilizará.

En ausencia de datos más precisos, el coeficiente térmico de expansión puede tomarse como:

- Para concreto de peso normal: $6.0 \times 10^{-6}/^{\circ}F$,y
- Para concreto ligero: $5.0 \times 10^{-6}/^{\circ}F$

14.6. Art. 6.6.1.2.5 Resistencia a la fatiga

Excepto como se especifica a continuación, la resistencia a la fatiga nominal se tomará como:

Para la combinación de fatiga 1 carga y vida infinita:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH} \quad (6.6.1.2.5-1)$$

14.7. Art. 14.6.3- Efectos focales resultantes de la restricción del movimiento en el rodamiento

Art. 14.6.3 1-Fuerza horizontal y movimiento

Para el rodamiento con elementos elastoméricos, estas características deben incluir, entre otras, la consideración de un módulo de cortante aumentado, G , a temperaturas inferiores a 73 ° F.

La fuerza debida a la deformación de un elemento elastomérico se tomará como:

$$H_u = GA \frac{\Delta u}{h_{rt}} \quad (14.6.3.1-2)$$

14.8. Art. 14.8.3 Anclaje y perno de anclaje

Art. 14.8.3.1 General

Todas las placas de distribución de carga y los rodamientos con placa de acero externos deben estar asegurados positivamente a su elemento de superestructura asociado mediante atornillado o soldadura.

Art. C14.8.3.1

Los rodamientos deben anclarse de forma segura al soporte para evitar que se muevan fuera de lugar durante la construcción o durante la vida útil del puente. Los cojinetes elastoméricos pueden dejarse sin anclaje si hay una fricción adecuada disponible. Se puede suponer un coeficiente de fricción de diseño de 0.2 entre el elastómero y el concreto o acero limpio.

14.9. Art. 14.7.5.3.6 Deflexión compresiva.

La deflexión de los rodamientos elastoméricos debido a la carga muerta y a la carga viva instantánea solo se considerará por separado.

Las cargas consideradas en este Artículo estarán en el estado límite de servicio con todos los factores de carga iguales a 1.0.

La desviación instantánea de la carga viva se tomará como:

$$\delta L = \Sigma \epsilon L_i h_{ri} \quad (14.7.5.3.6-1)$$

La desviación inicial de la carga muerta se tomará como:

La desviación de la carga muerta a largo plazo, incluidos los efectos de la fluencia, se tomará como:

$$\delta l_t = \delta d + a_{cr} \delta d$$

Art. 14.7.6.3.3 Deflexión compresiva

La deflexión compresiva bajo carga viva instantánea y carga muerta inicial de una PEP o una capa interna de un rodamiento elastoméricos reforzado con acero en el estado límite de servicio sin impacto no debe exceder $0.09h_{ri}$, donde h_{ri} es el espesor de una PEP, o el espesor de una capa interna de un rodamiento elastoméricos reforzado con acero (*in*).

14.10. Art. 14.7.6 Almohadillas elastoméricas y rodamientos elastoméricos reforzados con acero-método A

Art. 14.7.6.1 General

Se tomarán las disposiciones de este artículo para aplicar al diseño de:

- Apoyos elastoméricos lisos, PEP;
- Apoyos reforzados con capas discretas de fibra de vidrio, FGP;
- Rodamientos elastoméricos reforzados con acero en los que $\frac{Si^2}{n} < 22$, y para el cual la rotación primaria es sobre el eje paralelo al eje transversal del puente; y
- Apoyos de algodón reforzados (CDP).

14.10.1. Art. 14.7.6.2 Propiedades del material

Los materiales de tipo elastoméricos para PEP, FGP y rodamientos elastoméricos reforzados con acero deben satisfacer los requisitos del Artículo 14.7.5.2. excepto si se cumple:

- La dureza en la escala Shore A puede usarse como base para la especificación de material de rodamiento.
- El módulo de corte especificado será entre 0.080 *ksi* y 0.250 *ksi*, y la dureza nominal deberá estar entre 50 y 70 en la escala Shore A.

- El módulo de corte para los apoyos elastoméricos de acero reforzado sin PTFE deberá cumplir con los requisitos del artículo 14.7.6, deberá estar entre 0.080 y 0.175 ksi o la dureza nominal deberá estar entre 50 y 60 en la escala Shore A.

14.10.2. Art. 14.7.6.3 Requisitos de diseño

Se pueden diseñar rodamientos elastoméricos reforzados con acero. de conformidad con este artículo, en cuyo caso califican para los requisitos de prueba apropiados para almohadillas elastoméricas.

14.10.3. Art. 14.7.6.3.2 Esfuerzo de compresión

Para rodamientos elastoméricos reforzados con acero diseñados de conformidad con las disposiciones de este artículo:

$$\sigma_s \leq 1.25 \text{ GSi y} \quad (14.7.6.3.2-7)$$

$$\sigma_s \leq 1.25 \text{ ksi} \quad (14.7.6.3.2-8)$$

14.10.4. Art. 14.7.6.3.6 Estabilidad

Para asegurar la estabilidad del dispositivo, su grosor total no excederá el menor de

$$\frac{L}{3}, \frac{W}{3}, \text{ ó } \frac{D}{4}$$

15. Especificaciones para el Estribo

15.1. Predimensionamiento de Estribo

A continuación, se presenta los parámetros para el pre dimensionamiento del estribo basadas en el libro "Puentes con AASHTO-LRFD 2014, 7th Edition", por MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén.

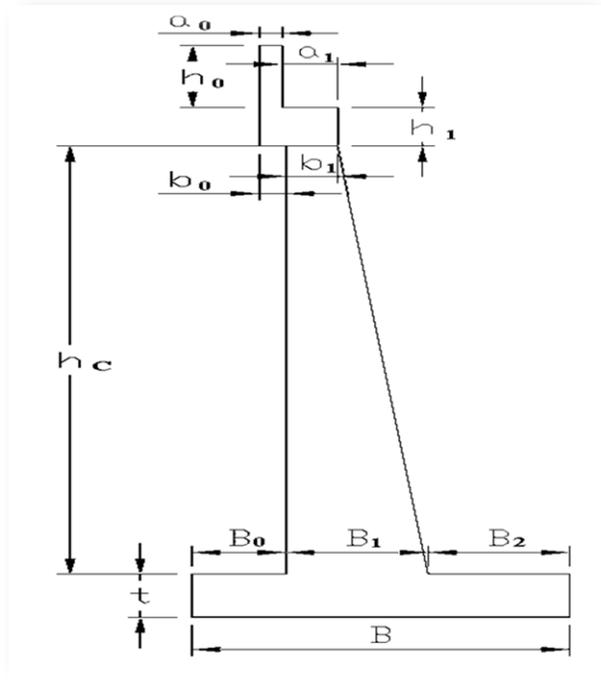


Figura No. 7 Ejemplo de estribo de concreto reforzado en voladizo

Parámetros para el Predimensionamiento del estribo.

a) Como recubrimiento con material de suelo de la zapata se pueden tomar valores $\geq 50\text{cm}$.

b) Las dimensiones del estribo en función de H:

- Ancho total de la zapata (B) = $de \frac{1}{2}H \text{ a } \frac{2}{3}H$
- Puntera del estribo (B2) = $de 0,17H \text{ a } 0,3H$
- Talón del estribo (B0) = $de 0,1 H \text{ a } 2/3 H$
- Espesor inferior de la pantalla (B1) = $de \frac{H}{8} \text{ a } \frac{H}{12}$
- Espesor superior de la pantalla (b1) = $\frac{H}{12} \text{ o } 0.30m \text{ min}$
- En cuanto a la losa de transición, en Obras de Paso, deben tener una longitud de 5 m y un espesor de 30 cm.

- El espesor del murete (a0), suele venir determinado por su altura (Ho). Lo normal es que ronde de 0.20m a 0.30m, o $\frac{H_o}{10}$.

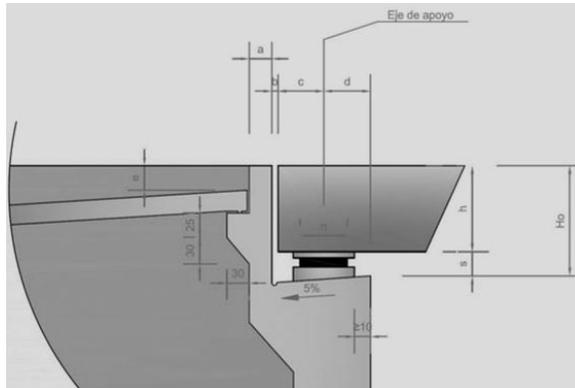


Figura No. 8 Ejemplo del parapeto de un estribo

- El ancho mínimo de cajuela en mm, en puentes simplemente apoyados $N(b + c + d)$, es considerado en la AASHTO 8th Ed. 2017 (4.7.4.4-1) como:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H) (1 + 0.000125S^2)$$

- La junta, b, una dimensión normal es de 5 cm y si son previsibles grandes movimientos se puede llegar a 10 cm.
- La distancia entre el inicio del tablero y su eje de apoyo, c, para tableros de vigas prefabricadas se suele tener en cuenta:

$$c \begin{cases} 0.25 & \text{Si } h < 1.25\text{m} \\ 0.35 & \text{Si } 1.25\text{m} \leq h < 1.75\text{m} \\ 0.50 & \text{Si } 1.75\text{m} \leq h < 2.35\text{m} \end{cases}$$

- La distancia, d, normalmente $d(\text{cm}) = \frac{n}{2} + 15$,
- La altura entre el tablero y el estribo, s, suele ser de 20 cm para vigas prefabricadas y en caso de losas de hormigón armado, se suele considerar un mínimo de 25 cm, llegando a los 50 cm cuando las luces son grandes y son necesarios importantes aparatos de apoyo.

15.2. Análisis de estabilidad

15.2.1. Art. 10.6.3.4 Revisión por deslizamiento

Se deberá investigar la falla por resbalamiento en el caso de las zapatas que soportan cargas inclinadas y/o que están fundadas sobre una pendiente.

La resistencia factorizada contra el fallo por deslizamiento, en kip, se tomará como:

$$R_R = \phi R_n = \phi_t R_t + \phi_{ep} R_{ep} \quad (10.6.3.4-1)$$

Si el suelo debajo de la zapata es no cohesivo:

$$R_t = CV \tan \phi_f \quad (10.6.3.4-2)$$

Donde:

$$C = 1.00 \quad \text{para hormigón colado contra suelo} \\ = 0,80 \quad \text{para zapatas de hormigón prefabricado}$$

ϕ_f = ángulo de fricción interna del suelo ($^\circ$)

V = esfuerzo vertical total (kips)

15.2.2. Art. 11.6.3.2 Revisión por capacidad de carga

La capacidad de carga mayorada, q_R , en el estado límite de resistencia se deberá tomar como:

$$q_R = \phi q_n = \phi q_U \quad (10.6.3.1.1-1)$$

La capacidad de carga se deberá investigar en el estado límite de resistencia, asumiendo las siguientes distribuciones de presión del suelo:

- **Si el muro es soportado por una fundación en suelo:**

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e} \quad (11.6.3.2-1)$$

- **Si el muro es soportado por una fundación en roca:**

- **Si la resultante cae dentro del tercio central de la base,**

$$\sigma_{max} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (11.6.3.2-2)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (11.6.3.2-3)$$

- **Si la resultante cae fuera del tercio central de la base,**

$$\sigma_{max} = \frac{2 \sum V}{3(\frac{B}{2} - e)} \quad (11.6.3.2-4)$$

$$\sigma_{min} = 0 \quad (11.6.3.2-5)$$

15.2.3. Art. 11.6.3.3 Revisión por volteo

En las fundaciones en suelo la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro de los dos tercios centrales del ancho de la base. En las fundaciones en roca la ubicación de la resultante de las fuerzas de reacción deberá estar dentro de los nueve décimos centrales del ancho de la base.

16. Especificaciones para la losa de aproximación

Art. 11.6.1.3 Para evitar la intrusión de agua detrás del estribo, la losa de aproximación debe estar conectada directamente al estribo y disposiciones apropiadas debe hacerse para permitir el drenaje de cualquier agua atrapada.

16.1. Dimensionamiento ¹¹

a) Longitud

La longitud de la losa de transición es función del asiento diferencial previsto entre estribo y terraplén, y de la variación admisible en el perfil longitudinal. Esta última influye no sólo por la intensidad de la circulación, sino porque en autopistas donde se circula a gran velocidad los usuarios son más sensibles a las incomodidades, aparte del mayor peligro que se deriva de una falta de concentración del conductor basada en la confianza con la que se circula por estas vías de alta capacidad.

El asiento previsible depende de la altura del terraplén junto al estribo, y de sus condiciones de compactación. Se recomienda que la longitud de la losa no sea superior a la altura del terraplén en las inmediaciones del estribo, es decir, 5 m en la mayoría de los casos. En ningún caso será inferior a 3 m: las longitudes cortas no representan una mejora sensible respecto a la ausencia de losas de transición.

¹¹ Dirección general de carreteras España

La losa se apoyará en el estribo sobre un tacón de 0,30 m de anchura mediante una rótula plástica de concreto

b) Ancho

La anchura de la losa de transición será igual a la de la plataforma(calzada).

c) Peralte

El peralte de la losa de transición será de 30 cm como mínimo, salvo justificación de una mayor ración en casos de que se prevean fuertes asientos debidos a la poca capacidad portante del cimiento del terraplén de acceso.

16.2. Análisis de losa de aproximación

Para el análisis de la distribución de la carga viva, se considera la losa de aproximación como una alcantarilla según el **Art. 4.6.2.10**, especificando que deberá ser aplicado solo alcantarillas con menos de 2 pies de altura.

Caso1: tráfico viaja paralelo al claro

Cuando el tráfico viaja principalmente paralelo al claro, las alcantarillas se analizarán para un solo carril cargado con el factor de presencia múltiple de carril único.

La carga por eje se distribuirá a la losa para momento determinante, empuje y cortante de la siguiente manera:

Perpendicular al claro: $E_{span} = 96 + 1.44S$ (4.6.2.10 – 1)

Paralela al claro: $E_{span} = LT + LLDF(H)$ (4.6.2.10 – 2)

Caso 2: tráfico viaja perpendicular al claro

Cuando el tráfico viaja perpendicular al tramo, la carga viva se distribuirá a la losa utilizando ecuaciones especificadas en el **Artículo 4.6.2.1** para cubiertas de concreto con franjas primarias perpendiculares a la dirección de tráfico.

17. Otras especificaciones

Especificaciones para los diafragmas ACI 318-14

12.2 Generalidades

12.2.1 El diseño debe considerar de (a) hasta (e), según corresponda:

(a) Fuerzas en el plano del diafragma debidas a cargas laterales que actúan sobre la edificación.

(b) Fuerzas de transferencia en el diafragma.

(c) Fuerzas de conexión entre el diafragma y los elementos estructurales verticales y elementos no estructurales.

(d) Fuerzas resultantes del arrojamiento de elementos verticales o inclinados de la edificación.

(e) Fuerzas fuera del plano del diafragma debidas a cargas gravitacionales u otras cargas aplicadas en la superficie del diafragma.

12.3 — Límites de diseño

12.3.1.1 Los diafragmas deben tener el espesor requerido para estabilidad, resistencia y rigidez bajo las combinaciones de mayoración de carga.

12.5 — Resistencia de diseño

12.5.1 Generalidades

12.5.1.1 Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, las resistencias de diseño de diafragmas, colectores y sus conexiones deben cumplir con $\phi S_n \geq U$. La interacción entre los efectos de carga debe tenerse en cuenta.

12.5.1.3 Las resistencias de diseño deben cumplir con (a), (b), (c) o (d):

(a) Para un diafragma idealizado como viga, con una altura igual a la altura total del diafragma, con el momento resistido por el refuerzo de borde concentrado en los bordes del diafragma, las resistencias de diseño deben cumplir con 12.5.2 hasta 12.5.4.

(b) Para un diafragma o segmento de diafragma idealizado como un sistema puntal-tensor, las resistencias de diseño deben cumplir con 23.3.

(c) Para un diafragma idealizado como un modelo de elementos finitos, las resistencias de diseño deben cumplir con el Capítulo 22. En el diseño a cortante se deben considerar las distribuciones no uniformes de cortante. En esos diseños se deben colocar los colectores necesarios para transferir los cortantes del diafragma a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

(d) Se permite diseñar el diafragma usando métodos alternativos que cumplan con los requisitos de equilibrio y deben conducir a resistencias de diseño que sean iguales o mayores a las resistencias requeridas para todos los elementos en la trayectoria de cargas.

12.5.2 Momento y fuerza axial

12.5.2.1 Se permite diseñar un diafragma para resistir momento y fuerza axial en el plano de acuerdo con 22.3 y 22.4.

12.5.2.2 Se permite resistir la tracción debida a momento usando (a), (b), (c) o (d), o una combinación de estos métodos:

(a) Barras corrugadas que cumplan con 20.2.1.

(b) Torones o barras, preesforzadas o no preesforzadas, que cumplan con 20.3.1.

(c) Conectores mecánicos que atraviesen las juntas entre elementos prefabricados.

(d) Pre compresión proveniente del refuerzo preesforzado

12.5.2.3 El acero de refuerzo no preesforzado y los conectores mecánicos que resisten tracción debido a momento deben colocarse dentro de $h/4$ del borde en tracción del diafragma, donde h es la altura del diafragma medida en el plano del diafragma.

Cuando la altura del diafragma cambia a lo largo del vano, se permite desarrollar refuerzo en los segmentos adyacentes del diafragma que no se encuentran dentro del límite de $h/4$.

12.5.3 Cortante

12.5.3.1 Los requisitos de esta sección se aplican a la resistencia a cortante en el plano del diafragma.

12.5.3.2 ϕ debe ser 0.75, a menos que un valor menor sea requerido por 21.2.4.

12.5.3.3 Para un diafragma completamente construido en sitio, V_n debe calcularse con la ecuación (12.5.3.3).

$$V_n = A_{cv}(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho t f_y) \quad (12.5.3.3)$$

Donde A_{cv} es el área bruta de concreto limitada por el espesor del alma y la altura del diafragma, reducida por el área de aberturas, si existen. El valor de $\sqrt{f'_c}$ usado para calcular V_n no debe exceder 8.3 MPa y ρt es el refuerzo distribuido orientado en forma paralela al cortante en el plano.

12.5.3.4 Para un diafragma completamente construido en sitio, las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse de tal manera que cumplan con:

$$V_u = \phi 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (12.5.3.4)$$

12.6 — Límites del refuerzo

12.6.1 El refuerzo para resistir los esfuerzos de retracción y temperatura debe cumplir con 24.4.

12.6.3 El refuerzo diseñado para resistir las fuerzas en el plano del diafragma debe sumarse al refuerzo diseñado para resistir otros efectos de carga, excepto que se permite considerar el refuerzo colocado para resistir los efectos de retracción y variación de temperatura como parte del refuerzo para resistir las fuerzas en el plano del diafragma.

12.7 — Detallado del refuerzo

12.7.1 Generalidades

12.7.1.1 El recubrimiento de concreto para el refuerzo debe cumplir con 20.6.1.

12.7.2 Espaciamiento del refuerzo

12.7.2.1 El espaciamiento mínimo del refuerzo, s , debe cumplir con 25.2.

25.2 — Espaciamiento mínimo del refuerzo

25.2.1 Para refuerzo no preesforzado paralelo colocado en una capa horizontal, la distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser al menos el mayor entre 25 mm, $1.5d_b$, $\left(\frac{4}{3}\right)d_{agg}$.

12.7.2.2 El espaciamiento máximo del refuerzo, s , debe ser el menor entre cinco veces el espesor del diafragma y 450 mm.

18. Materiales para elementos a diseñar

18.1. Concreto

Los elementos de concreto estructural se diseñarán por el método de factores de carga y resistencia (LRFD). Las resistencias consideradas se presentan a continuación, en la siguiente Tabla 1:

Resistencia a la compresión del concreto.

Descripción Resistencia	(kg/cm ²) / (psi)
Concreto para Superestructura	420 / 6,000 y 280 / 4,000
Concreto para Subestructura	280 / 4,000

Tabla 2 Resistencia de diseño para el concreto

18.2. Acero de refuerzo y de presfuerzo

- El acero de refuerzo será de varillas corrugadas *Grado 60* ($f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2 = 60,000 \text{ psi}$), conforme a la especificación *ASTM A – 706* ó *A – 615m, grado 60*, ($f_y = 4,210 \text{ kgf/cm}^2$)
- Los torones de preesfuerzo deberán cumplir con la norma *ASTM A416-12a* con diámetro $\phi = 12.7 \text{ mm}$ (0.50 in), de baja relajación, y una resistencia mínima a la tensión de $1,860 \text{ MPa}$ (270 ksi).

18.3. Dispositivos de apoyo elastoméricos

- Para los aparatos de apoyo se utilizarán almohadillas elastoméricas (Neopreno) reforzadas con placas de acero con un esfuerzo de fluencia equivalente a acero *ASTM A-36*, fabricadas de acuerdo con *AASHTO M251*.
- La dureza del material elastoméricos de 60 Durómetros (Dureza Shore 60).
- Apoyos de Elastómero Reforzados con Acero – MÉTODO A (**Art. 14.7.6 AASHTO LRFD**).

**19. CAPITULO 3: Obtención de cargas de
diseños y la carga generada por el
vehículo de diseño HS20-44 + 30%.**

20. Cargas de diseño para la losa de rodamiento

Utilizando el método de análisis aproximado Art. 4.6.2

20.1. Parámetros de diseño:

Espesor de losa interior y de borde a considerar	$t_{losa} = 25cm > 17.5cm$ Art. 9.7.1
Espesor de carpeta de rodamiento	$t_{carpeta} = 5cm$ De acuerdo a MTI
Recubrimiento superior a considerar	$5cm > 4cm$ (#3 a #11) Art. 5.10.1
Recubrimiento inferior a considerar	$3cm > 2cm$ (#3 a #11) Art. 5.10.1
Claro efectivo del puente	$l_n = 40 m$ De acuerdo a MTI
Longitud transversal efectivo del puente	$l_{tn} = 13.25 m$ De acuerdo a MTI
Anden peatonal considerado	$l_{peatonal} = 2 m$ De acuerdo a MTI
Bordillo separador entre carriles y anden peatonal	22.5cm x22.5cm De acuerdo a MTI
Ancho de franja unitario perpendicular al tráfico	$b_{franja} = 1m$ Art. 4.6.2.1.3
Carga peatonal	$W_{pl} = 0.075 ksf = 366.2 kg/m^2$ Art. 3.6.1.6
Carga de carril	$0.64 \frac{k}{ft} = 0.9524 \text{ Ton/m}$ en 10 ft ó 3m por carril de diseño Art. 3.6.1.2.4

20.2. Cálculos para losa interior

Secciones a tomar para obtener los momentos de acuerdo a los siguiente:

Para ubicación de la carga móvil se recomienda 2 pies o 60cm mínimo del borde del carril de diseño **Arto. 3.6.1.3** y recomendable para momentos positivos a $0.4L$ siendo L la separación entre ejes de viga de cualquier tramo **Arto. 3.6.1.2.**

Para momento negativos a un tercio del ancho de la brida o del patín, pero no más de 15.0 pulgadas 0 38 cm., desde línea central de apoyo **Art. 4.6.2.1.6**

Cargas permanentes

$$W_{DC} = A_{losa} * \gamma_{concreto} = (0.25m * 1m) * 2400kg/m^3 = 600kg/m$$

$$P_{baranda} + P_{parapeto} = W_{baranda} * b_{baranda} + A_{parapeto} * b * \gamma_{concreto}$$

$$P_{baranda} + P_{parapeto} = 360kg/m * 0.225m + 0.132m^2 * 1m * 2400kg/m^3 = 397.8kg \text{ a } 9cm \text{ del borde}$$

$$P_{bordillo} = A_{bordillo} * b_{franja} * \gamma_{concreto}$$

$$P_{bordillo} = (0.225m * 0.225m) * (1m) * 2400kg/m^3 = 121.5kg$$

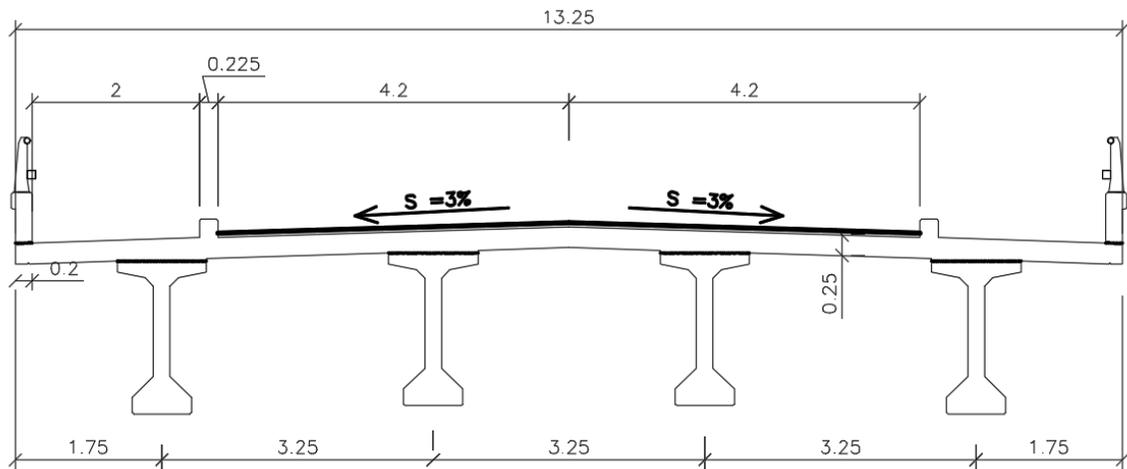


Figura No. 9 Sección transversal del tablero Caño Silva

CARGA MUERTA DC

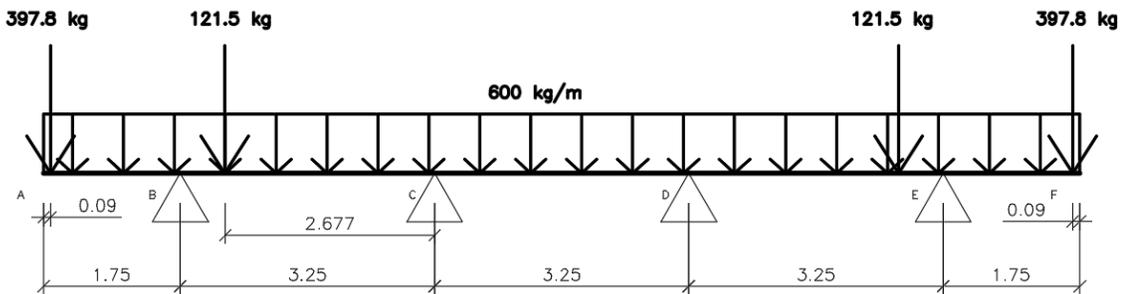


Figura No. 10 Cargas muertas (DC) actuantes sobre la sección transversal del tablero

Resolviendo la losa continua sobre cuatro apoyos (programa SAP2000) se tiene:

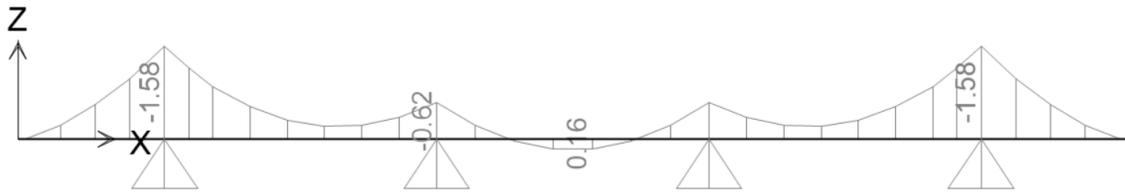


Figura No. 11 Análisis de cargas DC por sap2000

Seleccionando el tramo BC o CD para el momento positivo y el apoyo c para el momento negativo:

$$\text{Momento (+) tramo BC a } 0.4L = 0.4 * 3.25 = 1.3m = -406 \text{ kg.m} = -0.406 \text{ Ton.m}$$

$$\text{Momento (+) tramo CD a } 0.4L = 0.4 * 3.25 = 1.3m = 134 \text{ kg.m} = 0.134 \text{ Ton.m}$$

$$\text{Momento en el apoyo C} = -0.616 \text{ Ton.m}$$

Cara CD Momento (-) tramo CD a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35m = -323 \text{ kg.m} = -0.323 \text{ Ton.m}$$

Cara BC Momento (-) tramo BC a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35m = 3.25m - 0.35 = 2.9 = -418 \text{ kg.m} = -0.418 \text{ Ton.m}$$

$$W_{Dw} = A_{Asfalto} * \gamma_{Asfalto} = (0.05m * 1m) * 2200 \text{ kg/m}^3 = 110 \text{ kg/m}$$

CARGA MUERTA DW

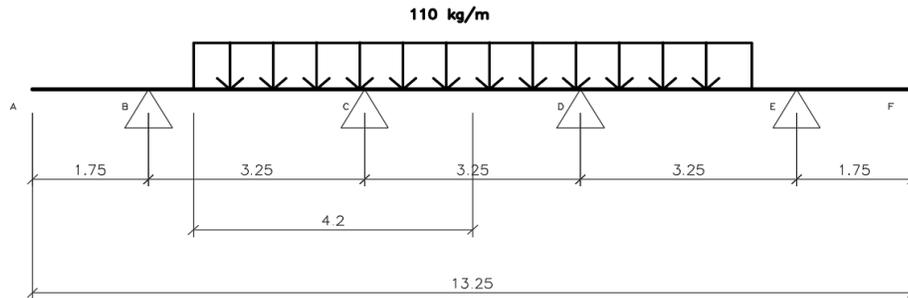


Figura No. 12 Carga de asfalto actuante sobre la sección transversal del tablero

Resolviendo la losa continua sobre cuatro apoyos (programa SAP2000) se tiene:

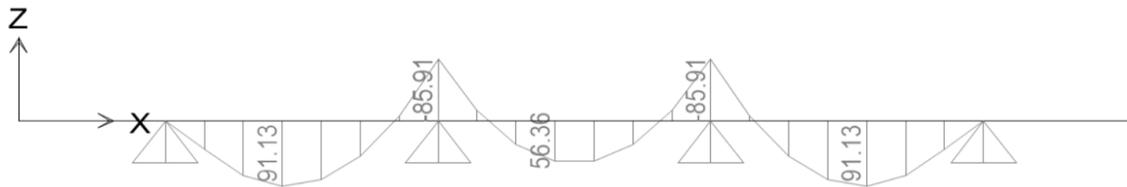


Figura No. 13 Análisis de cargas DW por sap2000

Seleccionando el tramo BC o CD para el momento positivo y el apoyo c para el momento negativo

$$\text{Momento (+) tramo BC a } 0.4L = 0.4 * 3.25 = 1.3m = 88.13kg.m = 0.088 \text{ Ton.m}$$

$$\text{Momento (+) tramo CD a } 0.4L = 0.4 * 3.25 = 1.3m = 51.62kg.m = 0.052 \text{ Ton.m}$$

$$\text{Momento en el apoyo C} = -0.086 \text{ Ton.m}$$

Cara CD Momento (-) tramo CD a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35m = -32.28 \text{ kg.m} = -0.032 \text{ Ton.m}$$

Cara BC Momento (-) tramo BC a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35m = 3.25m - 0.35 = 2.9 = -25.73kg.m = -0.026 \text{ Ton.m}$$

Cargas vivas

La ubicación de las cargas será analizada con carga de camión de diseño en las condiciones más críticas de acuerdo al vehículo de diseño HS20-44 +30% que estas se dan en lo siguiente¹²:

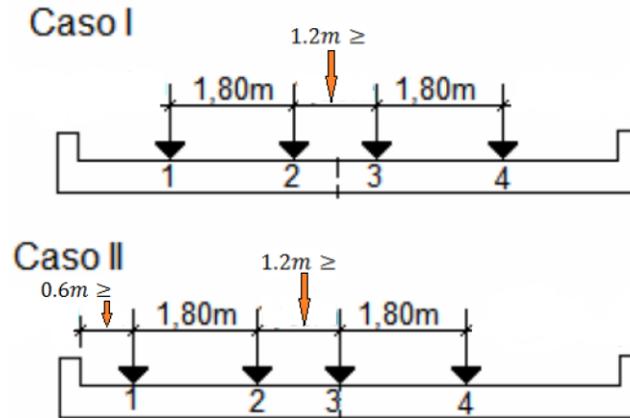


Figura No. 14 Posiciones de cargas recomendadas por el libro del D.ing. Guillermo Godínez

Que corresponde a distancias según lo especificado anteriormente y sumándole la carga peatonal ubicada en el andén peatonal.

Se omitirá el uso de tándem de diseño **Art. 3.6.1 y Art. 3.6.3**

Carga peatonal de $W_{pl} = 366.2 \text{ kg/m}^2 * 2 = 732.4 \text{ kg/m} = 0.732 \text{ Ton/m}$

Carga de carril = $\frac{0.64 \text{ k}}{\text{ft}} = 0.9524 \text{ Ton/m}$ distribuida en 10 ft ó 3m por carril de diseño

¹² Diseño y construcción de puentes D.ing. Guillermo Godínez

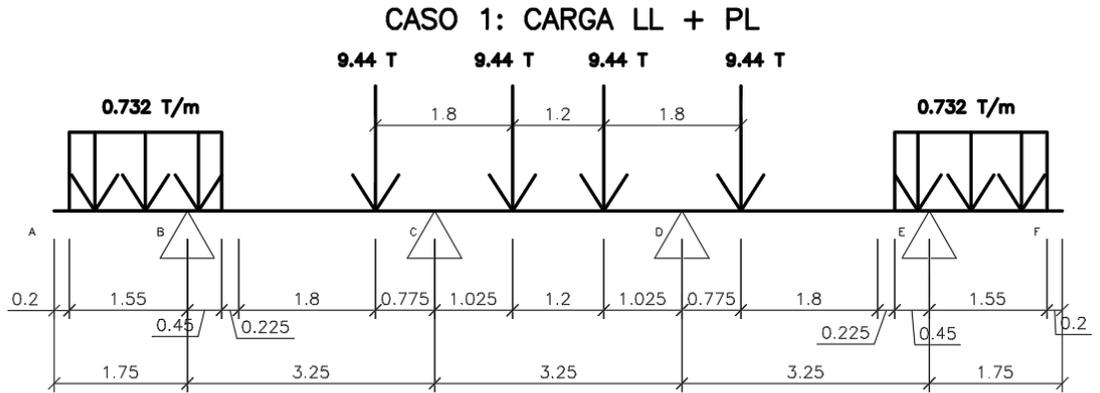


Figura No. 15 Cargas vivas LL aplicadas a la sección transversal del tablero según caso 1

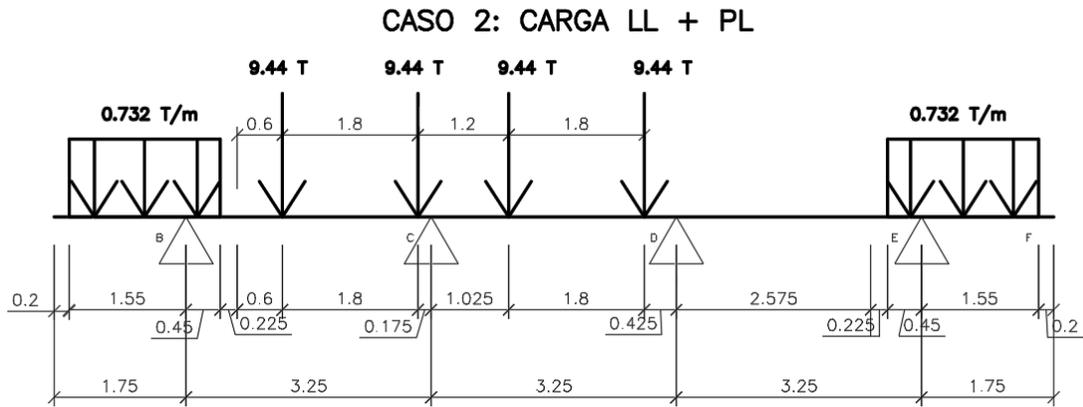


Figura No. 16 Cargas vivas LL aplicadas a la sección transversal del tablero según caso 2

Por súper posición se trabajarán por separado las cargas

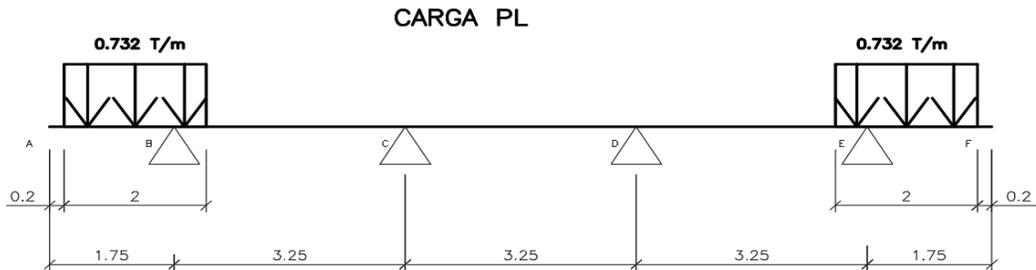


Figura No. 17 Carga peatonal (PL) considerada estática sobre la sección transversal del tablero

Carga peatonal individual trabajándola como carga permanente en un ancho de 2 metros (programa SAP2000) se tiene:



Figura No. 18 Análisis de cargas PL por sap2000

Seleccionando el tramo BC o CD para el momento positivo y el apoyo c para el momento negativo

$$\text{Momento (+) tramo BC a } 0.4L = 0.4 * 3.25 = 1.3m = -0.514 \text{ Ton. m}$$

$$\text{Momento (+) tramo CD a } 0.4L = 0.4 * 3.25 = 1.3m = -0.076 \text{ Ton. m}$$

$$\text{Momento en el apoyo C} = -0.076 \text{ Ton. m}$$

Cara CD Momento (-) tramo CD a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35m = -0.076 \text{ Ton. m}$$

Cara BC Momento (-) tramo BC a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35m = 3.25m - 0.35 = 2.9 = -0.155 \text{ Ton. m}$$

Trabajando el caso 1 para seleccionar el momento en apoyo c es decir el momento negativo, y caso 2 para seleccionar el momento en zona 0.4L es decir el momento positivo.

Primero Por método analítico apoyado en el apéndice ii-e para líneas de influencia en vigas continuas de tres tramos iguales tenemos¹³:

Para momento positivo a 0.4L tenemos:

$$\text{Momento (+) tramo BC a } 0.4L$$

¹³ Puentes con AASTHO LRFD Msc.Ing. Arturo Rodríguez Serquén

$$= 0.4 * 3.25 = 1.3m = 0.6635(9.44T) + 0.0302(9.44T) = 6.548 \text{ Ton. m}$$

Momento (+) tramo CD a 0.4L

$$= 0.4 * 3.25 = 1.3m = -0.1021(9.44T) - 0.0245(9.44T) = -1.195 \text{ Ton. m}$$

Ancho donde se distribuye de acuerdo a Art. **4.6.2.1.3** $E(+)$ = 0.66 + 0.55 S'

$$E(+)$$
 = 0.66 + 0.55 * 3.25 = 2.448m

Factor de presencia múltiple para un carril cargado ya que no es crítico para 2 carriles cargados Art. **3.6.1.1.2** =1.2

Factor de incremento por carga dinámica aplicada únicamente a camión diseño =IM=33% Art. **3.6.2**

$$\text{Momento (+) tramo BC a 0.4L} = 6.548 * 1.2 * 1.33 * \frac{1}{2.448} = 4.26 \text{ Ton. m}$$

$$\text{Momento (+) tramo CD a 0.4L} = -1.195 * 1.2 * 1.33 * \frac{1}{2.448} = -0.780 \text{ Ton. m}$$

Para momento negativo en apoyo C tenemos:

Momento en el apoyo C

$$= -0.3336(9.44T) - 0.1563(9.44T) - 0.2437(9.44T) + 0.0215(9.44T) = -6.745 \text{ Ton. m}$$

Ancho donde se distribuye de acuerdo a Art. **4.6.2.1.3** $E(-)$ = 1.22 + 0.25 S'

$$E(-)$$
 = 1.22 + 0.25 * 3.25 = 2.032m

Factor de presencia múltiple para 2 carriles cargado ya que influye para 2 carriles cargados Art. **3.6.1.1.2** =1

Factor de incremento por carga dinámica aplicada únicamente a camión o tándem de diseño =IM=33% Art. **3.6.2**

$$\text{Momento en el apoyo C} = -6.745 * 1 * 1.33 * \frac{1}{2.032} = -4.41 \text{ Ton. m}$$

(Con programa SAP2000) para las caras del apoyo C se tiene:

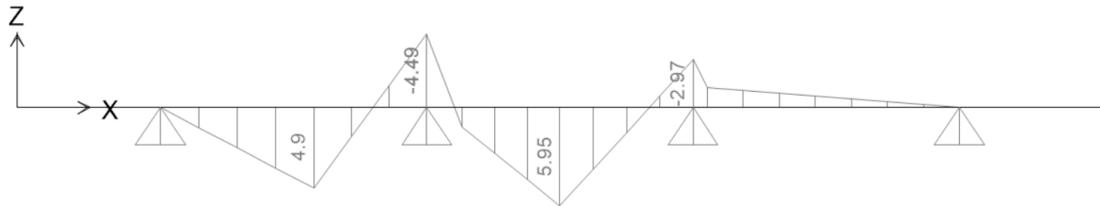


Figura No. 19 Análisis de cargas L por sap2000 posiciones críticas por líneas de influencia

Momento en el apoyo C = -4.5 Ton. m

$$= -4.5 * 1 * 1.33 * \frac{1}{2.032} = -2.95 \text{ Ton. m}$$

Cara CD Momento (-) tramo CD a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35m = 0.195T.m = 0.195 * 1 * 1.33 * \frac{1}{2.032} = 0.128 \text{ Ton. m}$$

Cara BC Momento (-) tramo BC a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35m = 3.25m - 0.35 = 2.9 = -2.103 \text{ Ton. m}$$

$$= -2.103 * 1 * 1.33 * \frac{1}{2.032} = -1.38 \text{ Ton. m}$$

Analizando por posiciones teóricas según caso1 y 2

Para caso 1(2 carriles cargados):

Para momento negativo en apoyo C (Con programa SAP2000) tenemos:

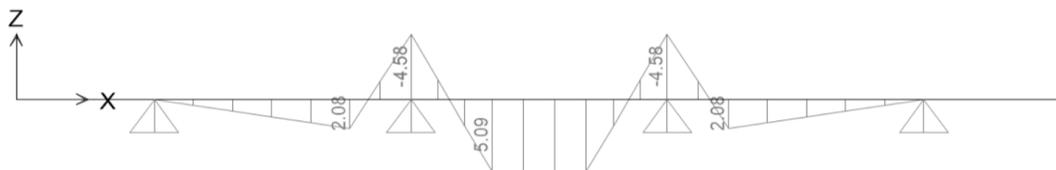


Figura No. 20 Análisis de cargas L por sap2000 posiciones por caso 1

Momento en el apoyo C = -4.584 Ton. m

$$= -4.584 * 1 * 1.33 * \frac{1}{2.032} = -3 \text{ Ton. m}$$

Cara CD Momento (-) tramo CD a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35m = -1.280 \text{ Ton. m} = -1.28 * 1 * 1.33 * \frac{1}{2.032} = -0.838 \text{ Ton. m}$$

Cara BC Momento (-) tramo BC a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35m = 3.25m - 0.35 = 2.9 = -1.574 \text{ Ton. m}$$

$$= -1.574 * 1 * 1.33 * \frac{1}{2.032} = -1.030 \text{ Ton. m}$$

Para caso 2(1 carril cargado):

Para momento positivo a 0.4L para BC y CD (Con programa SAP2000)

tenemos:

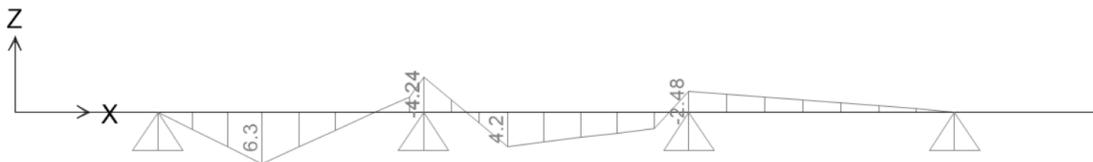


Figura No. 21 Análisis de cargas L por sap2000 posiciones por caso 2

Momento (+) tramo BC a 0.4L = 6.185 Ton. m

Momento (+) tramo CD a 0.4 = 3.871 Ton. m

Ancho donde se distribuye de acuerdo a Art. **4.6.2.1.3** $E(+)$ = $0.66 + 0.55 S'$

$$E(+)$$
 = $0.66 + 0.55 * 3.25 = 2.448m$

Factor de presencia múltiple para un carril cargado ya que no es crítico para 2 carriles cargados **Art. 3.6.1.1.2** = 1.2

Factor de incremento por carga dinámica aplicada únicamente a camión diseño
 $=IM=33\%$ **Art. 3.6.2**

$$\text{Momento (+) tramo BC a } 0.4L = 6.185 * 1.2 * 1.33 * \frac{1}{2.448} = 4.032 \text{ Ton.m}$$

$$\text{Momento (+) tramo CD a } 0.4L = 3.871 * 1.2 * 1.33 * \frac{1}{2.448} = 2.524 \text{ Ton.m}$$

Resultando: son mayores los resultados analizados según el método analítico.

Carga de carril

ubicada en zona crítica de acuerdo al método que rige (programa SAP2000) se tiene:

Para momentos positivos 0.4L:

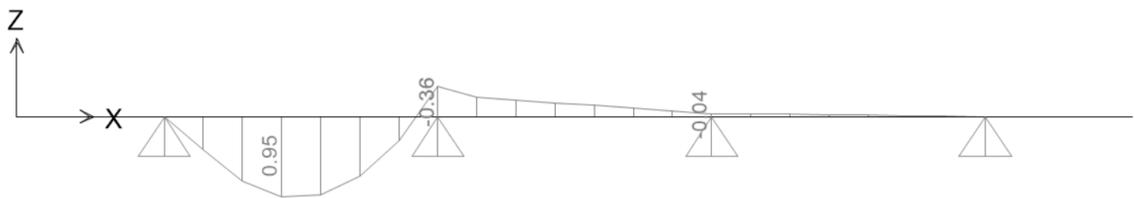


Figura No. 22 Análisis de cargas de carril por sap2000 posiciones por caso líneas de influencia

$$\text{Momento (+) tramo BC a } 0.4L = 0.4 * 3.25 = 1.3m = 0.908 \text{ Ton.m}$$

$$= 0.908 * 1.2 * \frac{1}{2.448} = 0.445 \text{ Ton.m}$$

$$\text{Momento (+) tramo CD a } 0.4L = 0.4 * 3.25 = 1.3m = -0.176 \text{ Ton.m}$$

$$-0.176 * 1.2 * \frac{1}{2.448} = -0.086 \text{ Ton.m}$$

Para momentos negativo en apoyo "c" y a las caras del mismo:

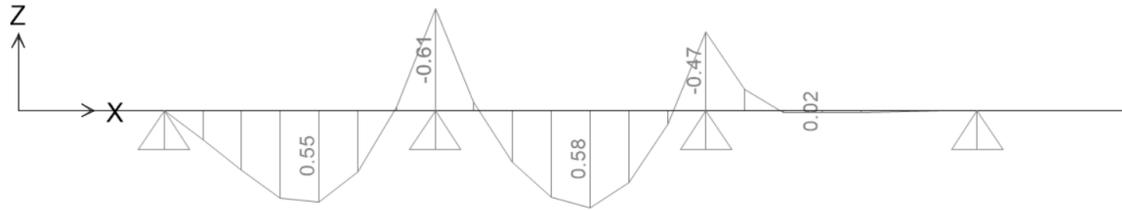


Figura No. 23 Análisis de cargas carril por sap2000 posiciones por líneas de influencia

Momento en el apoyo C = -0.612 Ton. m

$$= -0.612 * 1 * \frac{1}{2.032} = -0.30 \text{ Ton. m}$$

Cara CD Momento (-) tramo CD a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35 \text{ m} = -0.186 \text{ Ton. m}$$

$$= -0.186 * 1 * \frac{1}{2.032} = -0.092 \text{ Ton. m}$$

Cara BC Momento (-) tramo CD a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= \frac{1}{3} * 1.07 = 0.35 \text{ m} = 3.25 \text{ m} - 0.35 = 2.9 = -0.164 \text{ Ton. m}$$

$$= -0.164 * 1 * \frac{1}{2.032} = -0.081 \text{ Ton. m}$$

Por súper posición sumamos la carga (LL+IM) +la carga de carril de diseño para tener la carga vehicular completa:

Momento (+) tramo BC a 0.4L

$$= 4.260 + 0.445 = 4.705 \text{ Ton. m}$$

Momento (+) tramo CD a 0.4L

$$= -0.780 - 0.086 = -0.866 \text{ Ton. m}$$

Momento en el apoyo C

$$= -2.95 - 0.30 = -3.25 \text{ Ton. m}$$

Cara CD Momento (-) tramo CD a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= 0.128 - 0.092 = 0.036 \text{ Ton.m}$$

Cara BC Momento (-) tramo BC a 1/3 ancho del patín (apoyo c)

$$= -1.38 - 0.081 = -1.461 \text{ Ton.m}$$

Resúmenes de momentos calculados

Resumen de momentos negativos en apoyo c			
Tipo	Cara izquierda BC (Ton.m)	Apoyo c (Ton.m)	Cara Derecha CD (Ton.m)
DC	-0.418	-0.616	-0.323
DW	-0.026	-0.086	-0.032
PL	-0.155	-0.076	-0.076
LL+IM	-1.461	-3.25	0.036

Tabla 3 Resumen de momentos negativos en apoyo c

Resumen de momentos positivos a 0.4L		
Tipo	BC (Ton.m)	CD (Ton.m)
DC	-0.406	0.134
DW	0.088	0.052
PL	-0.514	-0.076
LL+IM	4.705	-0.866

Tabla 4 Resumen de momentos positivos a 0.4L

Rigen las cargas resaltadas.

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I es decir para el cálculo del acero, con $n = n_D, n_R, n_I = 1$ **Art.1.3.2**

Resultando la combinacion que rige para el momento negativo:

Str-I1: $1.25DC + 1.50DW + 1.75PL + 1.75(LL+IM)$ **Art. 3.4**

$$M_u = 1 * [1.25(-0.418) + 1.50(-0.026) + 1.75(-0.155) + 1.75(-1.461)] = -3.390 \text{ Ton. m}$$

Resultando la combinacion que rige para el momento positivo:

Str-I3: $0.90DC + 1.50DW + 1.75PL + 1.75(LL+IM)$ **Art. 3.4**

$$M_u = 1 * [0.90(-0.406) + 1.50(0.088) + 1.75(-0.514) + 1.75(4.705)] = 7.101 \text{ Ton. m}$$

20.3. Calculo para losa en voladizo

La baranda mixta del puente vehicular Caño silva fue propuesta por el diseño previo (información brindada por el MTI basados en el **Art. 13.7.3.1.1**) con barandas metálicas de acero con un tubo y sección caja galvanizado apoyadas sobre un parapeto de concreto.

Revisiones y comparaciones de diferentes diseños de vuelo en el cual se sometieron barandas a ensayos de colisión para obtener su resistencia concluyen con la elaboración de los cálculos para el diseño del vuelo que la cantidad de acero es menor que la calculada a la losa interior del puente debido a las cargas en la que es sometida esta parte de la estructura.

El acero de la losa en voladizo será obtenido de la prolongación de del acero cálculo de la losa interior ya que la baranda propuesta no fue sometida a ensayos de choque.

21. Cargas de diseño actuantes sobre las vigas AASTHO tipo VI

21.1. Por flexión para la viga interna

Cargas permanentes

Los momentos máximos debido a la carga uniformemente distribuida en claros simplemente apoyados viene dado por la siguiente: $M_{max} = \frac{W * L^2}{8}$

Longitud de viga $L=40\text{m}$

Carga muerta (DC)

$$Wviga = A_B \times \gamma_{conc}$$

$$Wviga = 0.70 \text{ m}^2 \times 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 1680 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$MD \text{ viga} = \frac{Wviga * L^2}{8} = 336000 \text{Kg.m}$$

$$Wlosa = t_{losa} \times Sep \times \gamma_{conc}$$

$$Wlosa = 0.25\text{m} \times 3.25\text{m} \times 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 1950 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$MD \text{ losa} = \frac{Wlosa * L^2}{8} = 390000 \text{Kg.m}$$

$$MD \text{ bordillo} = \frac{Wbord * L^2}{8} = 24300 \text{Kg.m}$$

Cargas de diafragmas:

Colocando cuatro diafragmas a lo largo de toda la viga, dos en apoyos y otros a 13.33m y 26.66m respectivamente; los cuales se representarán como una carga distribuida sobre el claro total de la viga; se tiene:

$$\# \text{ diafragmas internos} = 2$$

$$Wdiaf = \frac{\#(A_{diaf} \times t_{diaf} \times \gamma_{conc})}{L}$$

$$Wdiaf = \frac{2[(3.25\text{m} \times 1.83\text{m}) \times 0.25 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}]}{40 \text{ m}} = 178.425 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$MD \text{ diafra} = \frac{Wdiafrag * L^2}{8} = 35685 \text{Kg.m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

$$Wasf = t_{asf} \times Sep \times \gamma_{asf} = 0.050\text{m} \times 3.25\text{m} \times 2200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 357.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$MD W = \frac{Ww * L^2}{8} = \frac{71500 \text{kg}}{\text{m}} \approx 71.5 \text{Ton.m}$$

$$DC = MD \text{ viga} + MD \text{ losa} + MD \text{ diafrag} = 761690 \text{Kg.m} \cong 761.69 \text{Ton.m}$$

Nota: no se considera la carga de las barandas, bordillo y peatonales por no influir en la viga interior.

Cargas vivas

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL + IM):

Momento máximo para franjas de 3.25m para vigas interiores obtenidos por línea de influencia atreves del software sap2000:



Figura No. 24 Análisis de momento máximo viga interior por sap2000

$M_{LL+IM} = 826.045 \text{ Ton.m}$ momento ya mayorado por factor de presencia múltiple e incremento por carga dinámica de acuerdo a los Art. 3.6.1.1.2 y Art. 3.6.2.

21.1.1. Cálculo de factor de distribución de Momento para carga viva en vigas interiores:

El % de momento g que se distribuye a una viga interior es:

Caso de un carril cargado:

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12Lt^3}\right)^{0.1} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.2b-1})$$

Cálculo de $\left(\frac{K_g}{12Lt^3}\right)^{0.1}$

$$n = 0.887$$

$$I_B = 0.31 \text{ m}^4$$

$$A_B = 0.70 \text{ m}^2$$

$$e_g = \left(0.905\text{m} + \frac{0.25\text{m}}{2}\right)$$

$$k_g = n (I + Ae_g^2) \quad (4.6.2.2.1-1)$$

$$k_g = 0.887 [0.31m^4 + 0.70 m^2 \times (1.03m)^2] = 0.933 m^4$$

$$\left(\frac{k_g}{12.0Lts^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{0.933m^4}{12 \times 40m \times (0.25m)^3}\right)^{0.1} = 0.81$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{3.25}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{3.25}{40}\right)^{0.3} \times 0.81 = 0.27$$

Caso de dos carriles cargados:

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12Lts^3}\right)^{0.1} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.2b-1})$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{3.25}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{3.25}{40}\right)^{0.2} \times 0.81 = 0.32 \quad (\text{CRITICO})$$

$$M_{LL+IM} = 0.32(826.045 \text{ Ton. m}) = 264.33 \text{ Ton. m.}$$

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I es decir para el cálculo del preesfuerzo y refuerzo si lo requiere, con $n = nD, nR, nI = 1$ **Art.1.3.2**

Resultando la combinación que rige para el momento maximo:

Str-I1: 1.25DC + 1.50DW + 1.75PL + 1.75(LL+IM) Art. 3.4

$$Mu = 1 * [1.25(761.69) + 1.5(71.5) + 1.75(0) + 1.75(264.33)] = 1521.934 \text{ Ton. m}$$

21.2. Por corte para la viga interna

La sección crítica por corte por simplicidad la tomaremos al igual a una distancia $dv = h$ viga = 1.83m del eje del apoyo lo cual no debe ser menor al mayor de las siguientes $0.90dp(m) = 1.756$ y $0.72ht(m) = 1.498$ **Art.5.7.2.8**

Como $dv > 1.756$ **ok**

Cargas permanentes

Carga muerta (DC)

Con $WDC = 3808.425 \text{ Kg/m} \approx 3.81 \text{ Ton/m}$, las reacciones = $\frac{wL}{2} = 76.169 \text{ Ton}$

$V = R - dv * W$ de regla de la palanca en extremo izquierda de la viga.

$$V_{DC} = 76.169T - 1.83m \left(\frac{3.93T}{m} \right) = 69.199 \text{ Ton}$$

Superficie de rodadura (DW):

Con $Ww = 357.5 \text{ Ton/m} \approx 0.3575 \text{ Ton/m}$, las reacciones = $\frac{wL}{2} = 7.15 \text{ Ton}$

$$V_{DW} = 6.496 \text{ Ton}$$

Cargas vivas

Cortante máximo para vigas interiores obtenidos por líneas de influencia y el método de newmark o de secciones en la sección crítica de corte $dv=1.83$

$$\begin{aligned} V_{LL+IM} &= P * IM * fm + \left(\frac{\text{carga de carril} * L}{2} - \text{carga de carril} * dv \right) * fm \\ &= 37.5T * 1.33 * 1.2 + \left(\frac{\frac{0.9524T}{m} * 40m}{2} - \frac{0.9524T}{m} * 1.83m \right) * 1.2 = 80.616 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Cortante ya mayorada por factor de presencia múltiple e incremento por carga dinámica de acuerdo a los Art. 3.6.1.1.2 y Art. 3.6.2

Nota: no se considera la carga peatonal ni de baranda por ser viga interior

21.2.1. Cálculo de factor de distribución de cortante para carga viva en vigas interiores:

Caso de un carril cargado:

$$g = 0.36 + \frac{S}{25}$$

(Tabla 4.6.2.2.3a-1)

$$g = 0.36 + \frac{3.25}{25} = 0.49 \text{ Factor Crítico}$$

Caso de dos carriles cargados:

$$g = 0.2 + \frac{s}{12} - \left(\frac{s}{35}\right)^2 \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.3a-1})$$

$$g = 0.2 + \frac{3.25}{12} - \left(\frac{3.25}{35}\right)^2 = 0.46$$

$$V_{LL+IM} = 80.616 \text{ Ton} (0.49) = 39.50 \text{ Ton}$$

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I es decir para el cálculo del preesfuerzo y refuerzo si lo requiere, con $n = nD, nR, nI = 1$ **Art.1.3.2**

Resultando la combinación que rige para el cortante máximo:

Str-I1: 1.25DC + 1.50DW + 1.75PL + 1.75(LL+IM) Art. 3.4

$$V_u = 1 * [1.25(69.20) + 1.50(6.496) + 1.75(0) + 1.75(39.50)] = 165.368T$$

21.3. Por flexión para la viga exterior

Cargas permanentes

Carga muerta (DC)

Cargas distribuidas:

$$W_{viga} = A_B \times \gamma_{conc}$$

$$W_{viga} = 0.70 \text{ m}^2 \times 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 1680 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$MD \text{ viga} = \frac{W_{viga} * L^2}{8} = 1680 \text{ Kg.m}$$

$$W_{losa} = t_{losa} \times Sep \times \gamma_{conc}$$

$$W_{losa} = 0.25 \text{ m} \times 3.375 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} = 2025 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$MD \text{ losa} = \frac{W_{losa} * L^2}{8} = 405000 \text{ Kg.m}$$

$$W_{bordillo} = A_{Bord} \times \gamma_{conc}$$

$$W_{bordillo} = 0.225m * 0.225m \times 2400 \frac{kg}{m^3} = 121.5kg/m$$

$$MD_{bordillo} = \frac{W_{bord} * L^2}{8} = 24300Kg.m$$

$$W_{baranda} = A_{parapeto} \times \gamma_{conc} + W_{baranda}$$

$$W_{baranda} = 0.132m^2 \times 2400 \frac{kg}{m^3} + \frac{360kg}{m} = 676.8 Kg/m$$

$$MD_{baranda} = \frac{W_{baranda} * L^2}{8} = 135360Kg.m$$

Cargas de diafragmas:

Colocando cuatro diafragmas a lo largo de toda la viga, dos en apoyos y otros a 13.33m y 26.66m respectivamente; los cuales se representarán como una carga distribuida sobre el claro total de la viga; se tiene:

$$\# \text{ diafragmas internos} = 2$$

$$W_{diaf} = \frac{\#(A_{diaf} \times t_{diaf} \times \gamma_{conc})}{L}$$

$$W_{diaf} = \frac{2[\frac{1}{2} \times (\frac{3.25m}{2} \times 1.83m) \times 0.25 m \times 2400 \frac{kg}{m^3}]}{40 m} = 89.21Kg/m$$

$$MD_{diafrag} = \frac{W_{diafrag} * L^2}{8} = 17842.5Kg.m$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

$$W_{asf} = 0.05 m \times (3.375m - 1.75m) \times 2200 \frac{Kg}{m^3} = 97.5Kg/m$$

$$MD_{asf} = \frac{W_{asf} * L^2}{8} = 19500Kg.m \approx 19.5 Ton.m$$

$$DC = MD_{viga} + MD_{losa} + MD_{bordill} + MD_{baranda} + MD_{diafrag}$$

$$= 918502.5Kg.m \cong 918.503 Ton.m$$

Cargas vivas

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL + IM):

Carga peatonal:

$$PL = 366.2 \frac{kg}{m^2} \times 2m = 732.4 \frac{Kg}{m}$$

$$MD PL = \frac{WPL * L^2}{8} = 146480 Kg/m \approx 146.48 Ton. m$$

Carga viva

Momento máximo para franjas de 3.375m para vigas interiores obtenidos por línea de influencia atreves del software sap2000:

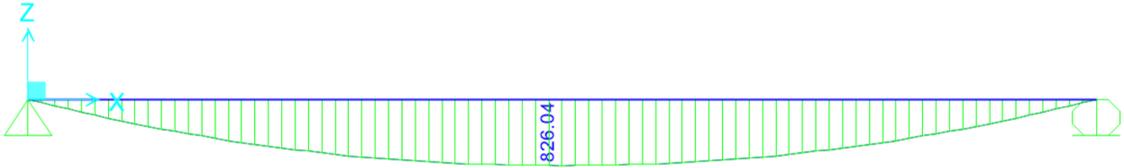


Figura No. 25 Análisis de momento máximo viga exterior por sap2000

$M_{LL+IM} = 826.045 Ton. m$ momento ya mayorado por factor de presencia múltiple e incremento por carga dinámica de acuerdo a los Art. 3.6.1.1.2 y Art. 3.6.2

Nota: da el mismo momento máximo para vigas interiores ya que en el análisis de carga móvil, no depende de un ancho tributario por contar con su propio ancho de distribución de carga

21.3.1. Cálculo de factor de distribución de Momento para carga viva en vigas Exteriores:

El % de momento g que se distribuye a una viga exterior es:

a) **Tabla 4.6.2.2.3b-1:** Ley de Momentos (regla de la palanca), para el caso de un carril cargado, suponiendo articulación en el apoyo.

$$3.25R_A = \frac{P}{2} * 1.955m + \frac{P}{2} * 0.15m \quad R_A = \frac{P}{2} \left(\frac{1.95}{3.25} + \frac{0.15}{3.25} \right) = 0.32P$$

Luego

$g = 0.32$, factor a ser usado en el diseño por Fatiga al no estar afectado por el factor de presencia múltiple.

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, incluimos el factor de presencia múltiple $m = 1.2$:

$$g = 1.2(0.32)$$

$$g = 0.384$$

b) **Tabla 4.6.2.2.3b-1**, caso dos o más carriles cargados:

$$g = e(g_{int})$$

Donde:

d_e = distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara interior de la barrera

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2.2d})$$

$$e = 0.77 + \frac{1.5}{9.1} = 0.934$$

$$g_{int} = 0.32 \quad (\text{Ver diseño de viga interior})$$

$$g = 0.32 \times 0.934 = 0.30$$

c) **Art. 4.6.2.2.3b**: Caso puentes de viga y losa con diafragmas rígidamente conectados

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2} \quad (\text{C4.6.2.2.2d})$$

c.1) Un carril cargado:

Con:

$$N_L = 1$$

$$N_b = 4$$

$$e = 2.65\text{m}$$

$$X_{ext} = 4.875 \text{ m}$$

$$x = 4.875 \text{ m}, 1.625 \text{ m}$$

$$R = \frac{1}{4} + \frac{4.875 * 2.65}{2(4.875^2 + 1.625^2)} = 0.495$$

Con el factor de presencia múltiple, $m=1.2$:

$$g = R = 1.2(0.495) = 0.59$$

c.2) Dos carriles cargados (ancho carril = 3.60m):

$$N_L = 2$$

$$N_b = 4$$

$$e = 1.15 \text{ m}$$

$$X_{ext} = 4.875 \text{ m}$$

$$x = 4.875 \text{ m}, 1.625 \text{ m}$$

$$R = \frac{2}{4} + \frac{4.875 * 1.15}{2(4.875^2 + 1.625^2)} = 0.606$$

Con el factor de presencia múltiple $m = 1.0$:

$$g = 1.0(0.606) = 0.606$$

d) De los casos a), b), y c), seleccionamos para el estado límite de resistencia el factor de distribución de momento, $g = 0.606$

$$M_{LL+IM} = 0.606(826.045) = 500.58 \text{ Ton. m}$$

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I es decir para el cálculo del preesfuerzo y refuerzo si lo requiere, con $n = nD, nR, nI = 1$ **Art.1.3.2**

Resultando la combinación que rige para el momento máximo:

Str-I1: $1.25DC + 1.50DW + 1.75PL + 1.75(LL+IM)$ **Art. 3.4**

$$M_u = 1 * [1.25(918.50) + 1.50(19.5) + 1.75(146.48) + 1.75(500.58)] = 2309.733 \text{ Ton. m}$$

21.4. Por Corte para la viga exterior

La sección crítica por corte por simplicidad la tomaremos al igual a una distancia $dv = h \text{ viga} = 1.83m$ del eje del apoyo lo cual no debe ser menor al mayor de las siguientes $0.90dp(m) = 1.756$ y $0.72ht(m) = 1.498$ **Art.5.7.2.8**

Como $dv > 1.756$ **ok**

Cargas permanentes

Carga muerta (DC)

Con $WDC = 4592.513Kg/m \approx 4.59T/m$, las reacciones $= \frac{wL}{2} = 91.8 \text{ Ton}$

$V_{DC} = 83.45 \text{ Ton}$

Superficie de rodadura (DW):

Con $Ww = 97.5T/m \approx 0.0975 \text{ Ton/m}$, las reacciones $= \frac{wL}{2} = 1.95 \text{ Ton}$

$V_{DW} = 1.772 \text{ Ton}$

Cargas vivas

Cortante máximo para vigas exteriores obtenidos por líneas de influencia y el método de newmark o de secciones en la sección crítica de corte $dv=1.83$

$$\begin{aligned} V_{LL+IM} &= P * IM * fm + \left(\frac{\text{carga de carril} * L}{2} - \text{carga de carril} * dv \right) * fm \\ &= 37.5 \text{ Ton} * 1.33 * 1.2 + \left(\frac{0.9524 \text{ Ton} * 40m}{2} - \frac{0.9524 \text{ Ton}}{m} * 1.83m \right) * 1.2 = 80.616 \text{ Ton} \end{aligned}$$

21.4.1. Cálculo de factor de distribución de Momento para carga viva en vigas Exteriores:

Tabla 4.6.2.2.3b-1, caso dos o más carriles cargados:

$$g = e(g_{int})$$

Donde:

d_e = distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara interior de la barrera

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{10}$$

Tabla 4.6.2.2.3b – 1

$$e = 0.6 + \frac{1.5}{10} = 0.75$$

$$g_{int} = 0.49 \text{ (Vr diseño de viga interior)}$$

$$g_{int} = 0.49 \times 0.75 = 0.37$$

Seleccionamos para el estado límite de resistencia el factor de distribución de cortante para la viga exterior igual al de distribución de momento, $g = 0.606$

$$V_{LL+IM} = 0.606(80.616 \text{ Ton}) = 48.853 \text{ Ton}$$

Carga Peatonal PL

$$\text{Con WPL} = 732.3 \text{ Kg/m} \cong 0.7323 \text{ T/m} \text{ las reacciones} = \frac{wL}{2} = 14.646 \text{ Ton}$$

$$V_{PL} = 25.782 \text{ Ton}$$

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I es decir para el cálculo del preesfuerzo y refuerzo si lo requiere, con $n = nD, nR, nI = 1$ **Art.1.3.2**

Resultando la combinación que rige para el cortante máximo:

Str-I1: 1.25DC + 1.50DW + 1.75PL + 1.75(LL+IM) Art. 3.4

$$V_u = 1 * [1.25(83.45) + 1.50(1.77) + 1.75(13.308) + 1.75(48.853)] = 215.746 \text{ Ton}$$

22. Cargas de diseño para los dispositivos de apoyo

Las cargas consideradas en este capítulo estarán en el estado límite de servicio 1 con todos los factores de carga iguales a 1.0; las que corresponden a las reacciones de la viga, generada por la mayor carga aplicada (viga exterior).

$$P_{DC} = 91.85 \text{ Ton}$$

$$P_{DW} = 1.95 \text{ Ton}$$

$$P_{LL} = 85.83 \text{ Ton}$$

$$P_{PL} = 14.65 \text{ Ton}$$

$P_T = 194,276 \text{ Kg}$ Estado límite de servicio 1 Art 14.7.6.3.2 – 8

23. Cargas de diseño actuante sobre los estribos

23.1. Predimensionamiento de estribo.

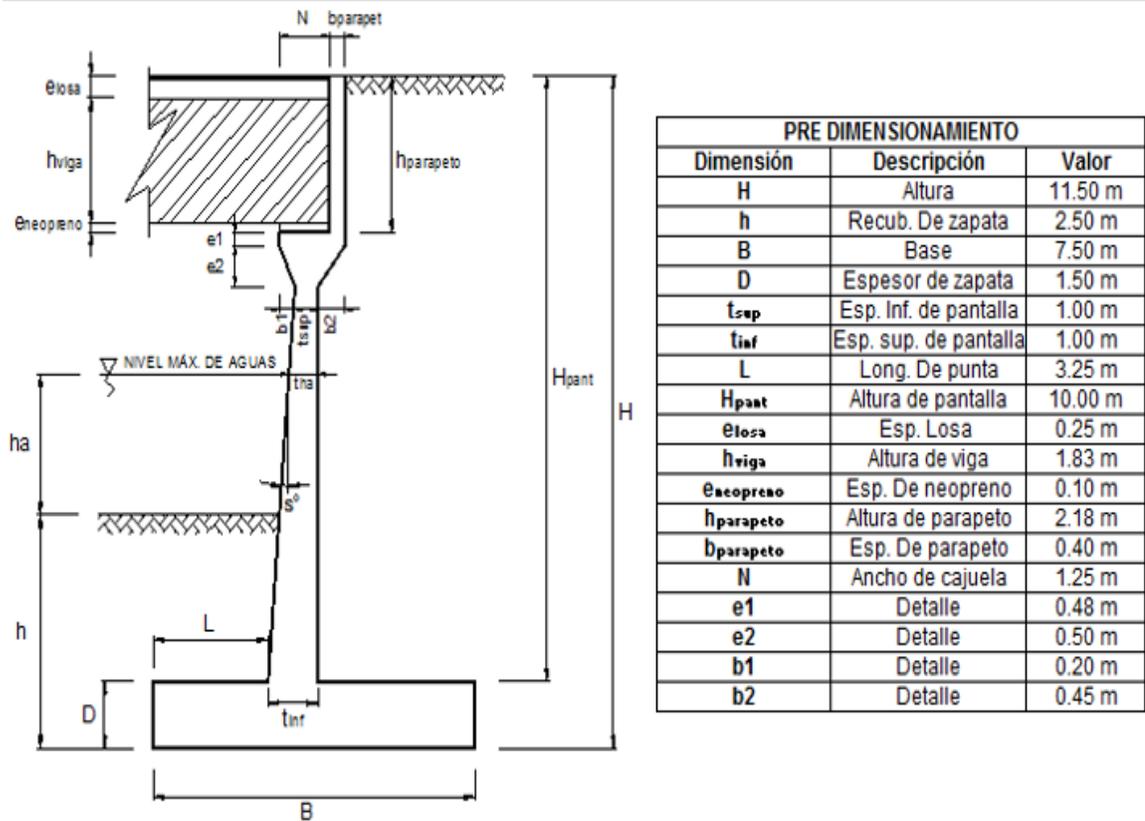


Figura No. 26 Dimensiones propuesta para el estribo

23.2. Cargas de la superestructura.

CARGAS SOBRE ESTRIBO		
CARGA	VALOR	UNIDAD
DC	336.04	Ton
DW	18.20	Ton
LL+IM	343.32	Ton
PL	29.30	Ton
BR	10.62	Ton
HU	17.10	Ton

Tabla 5 Cargas de la Superestructura

23.3. Carga muerta del estribo (CM).

- **Muro de respaldo:**

$$CMm = 2400 \frac{kg}{m^3} * (2.18m * 0.40m) = 2.09Ton/m$$

- **Cuerpo del estribo**

$$CMc = 2400 \frac{kg}{m^3} * [(10 - 2.18 - 0.48) + 0.5 * 0.5 * 0.68 + 0.48 * (1.25 + 0.40)]$$

$$CMc = 19.91Ton/m$$

- **Base del estribo:**

$$CMB = 2400 \frac{kg}{m^3} * (7.50m * 1.50m) = 27Ton/m$$

- **Carga muerta total de estribo:**

$$CMT = 2.09 + 19.91 + 27 = 49Ton/m$$

23.4. Carga de suelo (EV).

$$CM_{EV} = 1700 \frac{kg}{m^3} * (0.5 * (10 - 2.18 - 0.48 - 0.5) + 0.45(10 - 2.18 - 0.48)) + 10 * (7.5 - 3.25 - 1.0 - 0.45) = 53.02Ton/m$$

23.5. Fuerza de frenado (Br).

Camión de diseño	
Eje delantero:	4.72 ton
Ejes traseros:	18.88 ton
Tándem de diseño: Ambos ejes	14.32 ton
Carga de carril:	38.10 ton

Tabla 6 Fuerzas de frenado BR

$$BR_{camion} = 25\% \text{del camion de diseño}$$

$$BR_{camion} = 25\% * (4.72ton + 2 * 18.88ton) = 10.62ton$$

$$BR_{tandem} = 25\% \text{del tandem de diseño}$$

$$BR_{tandem} = 25\% * 2 * 14.32ton = 7.16ton$$

$$BR_{camion+carril} = 5\%(camion\ de\ diseño + carga\ de\ carril)$$

$$BR_{camion+carril} = 5\% * (42.48ton + 38.10ton) = 4.03ton$$

$$BR_{tandem+carril} = 5\%(tandem\ de\ diseño + carga\ de\ carril)$$

$$BR_{tandem+carril} = 5\% * (28.64ton + 38.10ton) = 3.34ton$$

$$BR_{max} = 10.62ton$$

23.6. Carga de Viento (WS).

La velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales.

$$P_Z = 2.56 * 10^{-6} V^2 K_Z G C_D \quad (3.8.1.2.1-1)$$

$$V = 80mph \quad (T3.8.1.1.2-1)$$

$$K_Z = 0.73 \quad (TC3.8.1.2.1-1)$$

$$G = 1 \quad (T3.8.1.2.1-1)$$

$$C_D = 1.3 \text{ y } 1.6 \quad (T3.8.1.2.1-2)$$

$$P_Z = 2.56 * 10^{-6} (80mph)^2 * 0.73 * 1 * 1.3$$

$$P_Z = 0.0155ksf = 75.68kg/m^2 \quad \text{Para Superestructura}$$

$$P_Z = 2.56 * 10^{-6} (80mph)^2 * 0.73 * 1 * 1.6$$

$$P_Z = 0.0191ksf = 93.26kg/m^2 \quad \text{Para Subestructura}$$

23.7. Carga de Viento en la Superestructura.

Es necesario conocer la profundidad total de la parte superior de la barrera a la parte inferior de la viga para poder calcular el área de afectación del viento y aplicar la presión del viento correspondiente, por lo tanto:

$$D_T = 4.303m$$

$$L_V = \text{mitad del claro} = 20m \quad A_V = 86.06m^2$$

Presión básica de viento para la superestructura:

$$p_z = 75.68kg/m^2$$

Cargas de viento en la superestructura para el diseño del estribo:

$$WSUP = A_V * p_z$$

$$WSUP = 86.06 m^2 * 75.68 \frac{kg}{m^2} = 6,513.02 kg = 6.51 Ton$$

Cuando el viento no se considere normal a la estructura, las componentes de la fuerza se presentan a continuación:

Presiones básicas del viento en la superestructura, para diferentes ángulos de ataque.

Angulo de ataque del viento (°)	Eje transversal (Mpa)	Eje longitudinal (Mpa)
0	0.0048	0.0000
15	0.0042	0.0006
30	0.0039	0.0012
45	0.0032	0.0015
60	0.0016	0.0018

Tabla 7 Presiones básicas del viento en la superestructura

Cargas de viento en la superestructura, para diferentes ángulos de ataque.

Angulo de ataque del viento (°)	Eje transversal (Ton)	Eje longitudinal (Ton)
0	42.11	0.00
15	37.05	5.05
30	34.53	10.11
45	27.79	13.47
60	14.32	16.00

Tabla 8 Cargas de viento en la superestructura

23.8. Carga de Viento en la Subestructura.

Área expuesta de viento en la elevación final del estribo:

$$A_{viento} = 11.368 m^2$$

Presión básica de viento para la subestructura:

$$p_z = 93.26 \text{ kg/m}^2$$

Cargas de viento en la subestructura para el diseño del estribo:

$$WSUB = A_V * p_z$$

$$WSUB = 11.368 \text{ m}^2 * 93.26 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1,060.18 \text{ kg} = 1.06 \text{ Ton}$$

Cargas de viento en la subestructura, para diferentes ángulos de ataque

Angulo de ataque del viento (°)	Eje transversal (Ton)	Eje longitudinal (Ton)
0	1.06	0.00
15	1.03	0.28
30	0.92	0.53
45	0.75	0.75
60	0.53	0.92

Tabla 9 Cargas de viento en la subestructura

23.9. Carga de Viento sobre los Vehículos (WL).

$$L_{viento} = 20\text{m}$$

Presión básica de viento:

$$p_z = 0.10 \text{ klf} = 0.15 \text{ Ton/m}$$

Cargas de viento:

$$WL = L_V * p_z$$

$$WL = 20\text{m} * 0.15 \text{ Ton/m} = 3.00 \text{ Ton}$$

Cuando el viento no se considere normal a la estructura, las componentes de la fuerza se presentan a continuación:

Presión de viento sobre los vehículos, para diferentes ángulos de ataque.

Angulo de ataque del viento (°)	Eje transversal (Ton/m)	Eje longitudinal (Ton/m)
0	0.149	0.000
15	0.131	0.018
30	0.122	0.036
45	0.098	0.048
60	0.051	0.057

Tabla 10 Presión de viento sobre los vehículos

Carga de viento sobre los vehículos, para diferentes ángulos de ataque.

Angulo de ataque del viento (°)	Eje transversal (Ton)	Eje longitudinal (Ton)
0	2.98	0.00
15	2.62	0.36
30	2.45	0.72
45	1.97	0.95
60	1.01	1.13

Tabla 11 Carga de viento sobre los vehículos

23.10. Presión de Tierras (EH).

Empuje lateral activo.

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{r[\sin^2\theta \sin(\theta - \delta)]} \quad r = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

$$k_a = 0.2671 \quad r = 2.75$$

Empuje estático en la altura total del estribo: $h = 11.50m$

$$E_s = \frac{1}{2} * 1700 \frac{kg}{m^3} * (11.50m)^2 * 0.2671 = 30.03Ton/m$$

Componentes del empuje del suelo:

$$EH = E * \cos \delta = 30.03 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * \cos 16.5^\circ = 28.79 \text{ Ton/m}$$

$$EV = E * \sin \delta = 30.03 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * \sin 16.5^\circ = 8.53 \text{ Ton/m}$$

23.11. Empuje del suelo: EH (Análisis de Mononobe-Okabe).

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_{AE} \quad (11.6.5.3-2)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos \theta_{MO} \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO}) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

(A11.3.1-1)

$$K_{AE} = 0.39$$

$$\theta_{MO} = \arctan \left[\frac{kh}{1 - kv} \right]$$

$$\theta_{MO} = \arctan \left[\frac{0.18}{1} \right] = 10.20^\circ$$

$$kh = 0.5k_h o \quad (11.6.5.2)$$

$$k_h o = 0.36 \quad kh = 0.5 * 0.36 = 0.18$$

- **Cálculo del coeficiente sísmico**

$$C = PGA = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S * (2.7 a_0)}{Q' * \Omega} \geq S * a_0 \quad (\text{RNC 07-Arto.24})$$

$$a_0 = 0.1 \quad (\text{RNC 07-Figura 02})$$

$$Q' = Q = 1 \quad (\text{RNC 07-Arto.21})$$

$$\Omega = 2 \quad (\text{RNC 07-Arto.22})$$

$$S = 1.5 \quad (\text{RNC 07-Arto.25})$$

$$C = \frac{2 * (2.7 * 0.1)}{1.5 * 1} = 0.36$$

Empuje dinámico en la altura total del estribo: $h = 11.50m$

$$E = \frac{1}{2} * 1700 \frac{kg}{m^3} * (11.50m)^2 * 0.39 = 43,840.88 \frac{kg}{m} = 43.84 \frac{Ton}{m}$$

Componentes del empuje del suelo:

$$EH = E * \cos \delta = 43.84 \frac{Ton}{m} * \cos 16.5^\circ = 42.04 \text{ Ton/m}$$

$$EV = E * \sin \delta = 43.84 \frac{Ton}{m} * \sin 16.5^\circ = 12.45 \text{ Ton/m}$$

23.12. Carga debido a la sobrecarga viva (LS).

$$\Delta_p = k\gamma_s h_{eq} \quad (3.11.6.4-1)$$

$$h_{eq} = \quad (T3.11.6.4-1)$$

Parte inferior del muro de respaldo: $h = 3.04m$ $h_{eq} = 0.892m$

Empuje horizontal constante del suelo ($\Delta_{p(\text{respaldo})}$)

$$\Delta_{p(\text{respaldo})} = 1700kg/m^3 * 0.39 * 0.892m = 0.59Ton/m^2$$

Carga lateral debido a la sobrecarga viva (Q_{LS})

$$Q_{LS(\text{respaldo})} = 0.59Ton/m^2 * 3.04m = 1.80 \text{ Ton/m}$$

24. Cargas de diseño para la losa de aproximación

24.1. Parámetros de diseño:

Espesor de losa a considerar	$t_{losaA} = 30cm \geq 30cm$ De acuerdo a especificaciones.
Recubrimiento superior a considerar	$5cm > 4cm$ (#3 a #11) Art. 5.10.1
Recubrimiento inferior a considerar	$5cm > 2cm$ (#3 a #11) Art. 5.10.1
Claro de la losa de aproximación	$L = 5m > 3m$ De acuerdo a las especificaciones para losa de aproximación

Longitud transversal efectivo de la losa	$l_{tn} = 8.4 m$ De acuerdo a especificaciones para losa de aproximación
Ancho de franja unitario a considerar	$b_{franja} = 1m$ Art. 4.6.2.1.3
Carga de carril	$0.64 k/ft = 0.9524 Ton/m$ en 10 ft ó 3m por carril de diseño

24.2. Cargas permanentes

$$W_{Dc} = A_{losa} * Y_{concreto} = (0.3m * 1m) * 2400kg/m^3 = 720kg/m = 0.72 Ton/m$$

Considerando análisis longitudinal ya que el tráfico viaja paralelo al claro:

$$M_{max} = \frac{W_{Dc} * l_n^2}{8}, V_{max}(dv) = \frac{W_{Dc} * l_n}{2} - W_{Dc} * dv, l_n = L - 3t_{losaA}$$

$$l_n = 5 - 3 * 0.3 = 4.1m$$

$$M_{max} = \frac{0.72 Ton/m * (4.1m)^2}{8} = 1.513 Ton.m, V_{max}(dv) = \frac{0.72T}{m} * 4.1m - 0.72 \frac{Ton}{m} * 0.24m = 1.303Ton$$

Nota: se considera zona critica de corte a una distancia $dv=24cm=0.24m$ desde el extremo de la losa lo cual no debe ser menor al mayor de las siguientes $0.90d(m) = 0.216$ (usando varillas#19)y $0.72ht(m) = 0.216$ **Art.5.7.2.8**

24.3. Cargas vivas

Se coloca solo una carga de eje en el centro del claro efectivo debido a no alcanzar más de 2 cargas de eje dentro del mismo claro, más la carga de carril y se analiza por líneas de influencia las máximas cargas actuantes:

Se considerará solo un carril cargado **Art. 4.6.2.10** Factor de presencia múltiple para un carril cargado **Art. 3.6.1.1.2** =1.2

Factor de incremento por carga dinámica aplicada únicamente a camión diseño =IM=33% **Art. 3.6.2**

$$M_{max} = \left(\frac{carga\ carril * l_n^2}{8} + \frac{Pl_n}{4} * IM \right) * fm$$

Por análisis de líneas de influencia y ecuación de cortante a distancia de sección critica a corte:

$V_{max}(a dv = 24cm) = \text{Cortante en zona critica por lineas de influencia} +$
cortante generado por la carga de carril en el mismo punto

$$V_{max}(a dv = 24cm \text{ usando } \#6) = 0.941 * P * IM * fm + \left[\frac{c.carril * ln}{2} - c.carril * dv \right] * fm$$

$$M_{max} = \left(\frac{0.9524T/m * (4.1m)^2}{8} + \frac{18.88T * 4.1m * 1.33}{4} \right) * 1.2 = 33.287Ton.m$$

$$V_{max}(dv) = 0.941 * 18.88 Ton * 1.33 * 1.2 + \left[\frac{0.9524 \frac{Ton}{m} * 4.1}{2} - 0.9524 * 0.24 \right] * 1.2 = 30.033 Ton$$

Ancho donde se distribuye de acuerdo a **Art. 3.6.1.2.5 y 4.6.2.10**

$$E_{span} = 96 + 1.44S, \quad S = 4.1m \sim 13.448ft$$

$$E_{span} = 96 + 1.44S = 96 + 1.44 * 13.448 = 115.365pulg \sim 2.93m$$

$$M_{max} = \frac{33.287}{2.93} = 11.31 Ton.m \quad V_{max}(dv) = \frac{30.033}{2.93} = 10.25 Ton$$

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I es decir para el cálculo del acero, con $n = nD, nR, nI = 1$ **Art.1.3.2**

Resultando la combinacion que rige para el momento positivo:

Str-I1: 1.25DC + 1.50DW + 1.75PL + 1.75(LL+IM) Art. 3.4

$$M_u = 1 * [1.25(1.513) + 1.50(0) + 1.75(0) + 1.75(11.31)] = 21.684 Ton.m$$

$$V_u = 1 * [1.25(1.303) + 1.50(0) + 1.75(0) + 1.75(10.25)] = 19.566 Ton.m$$

25. CAPITULO 4: Diseño de la súper estructura y subestructura del puente.

26. Diseño de la losa interior de rodamiento

26.1. Diseño de refuerzo positivo (perpendicular al tráfico)

Con el espesor y recubrimiento especificado en el capítulo 3 en parámetros de diseño y materiales a usar en el capítulo 2, se usan para el cálculo del acero requerido.

De las siguientes $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$, $\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$, $\phi M_n \geq M_u$ se obtiene:

$$-0.5A_s^2 f_y + 0.85A_s f'_c b d - \frac{M_u}{\phi f_y} (0.85 f'_c b)$$

Datos:

$$\phi = 0.9$$

$$f'_c (\text{Mpa}) = 28$$

$$f_y (\text{Mpa}) = 420$$

$$\beta = 0.85$$

$$h (\text{mm}) = 250$$

$$b (\text{mm}) = 1000$$

$$\text{Recubrimiento} (\text{mm}) = 30$$

$$\phi \text{Varilla \#5} (\text{mm}) = 15.9$$

$$Z (\text{mm}) = 41.100$$

$$d (\text{mm}) = 212.050$$

$$M_u (\text{Ton. m}) = 7.101 \sim 63.172 \text{ Kn. m}$$

$$E_{cl} = 0.002$$

$$E_{tl} = 0.005$$

resolviendo la ecuación cuadrática tenemos: $A_{s1} (\text{mm}^2) = 815.822$ y $A_{s2} (\text{mm}^2) = 23216.51$ seleccionando la menor área de acero requerida.

Sé propone la siguiente distribución de acero que posteriormente se analizara:

Colocar #5 @200mm.

26.2. Diseño de refuerzo negativo (perpendicular al tráfico)

Con el espesor y recubrimiento especificado en el capítulo 3 en parámetros de diseño y materiales a usar en el capítulo 2, se usan para el cálculo del acero requerido.

De las siguientes $a = \frac{As*fy}{0.85f'c*b}$, $\phi Mn = \phi Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right)$, $\phi Mn \geq Mu$ se obtiene:

$$-0.5A_s^2fy + 0.85A_s f'cbd - \frac{Mu}{\phi fy} (0.85f'cb)$$

Datos:

$$\phi = 0.9$$

$$F'c(Mpa) = 28$$

$$Fy(Mpa) = 420$$

$$\beta = 0.85$$

$$h(mm) = 250$$

$$b(mm) = 1000$$

$$\text{Recubrimiento}(mm) = 50$$

$$\phi \text{Varilla \#4}(mm) = 12.7$$

$$Z(mm) = 57.950$$

$$d(mm) = 192.050$$

$$Mu(\text{Ton. m}) = 3.390 \sim 30.159 \text{ Kn. m}$$

$$Ecl = 0.002$$

$$Etl = 0.005$$

resolviendo la ecuación cuadrática tenemos: $As1(mm^2) = 423.689$ y $As2(mm^2) = 21341.978$ seleccionando la menor área de acero requerida. Sé propone la siguiente distribución de acero que posteriormente se analizara: **Colocar #4 @200mm.**

26.3. Acero de distribución (paralelo al tráfico)

Art. 9.7.3.2 especifica que se debe colocar acero en dirección secundaria, en la zona de flexión positiva, en porcentaje del refuerzo positivo de la dirección primaria.

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico: $\%As(+)=220/\sqrt{s} \leq 67\%$

Donde s es la separación entre almas de vigas para puentes viga-losa:

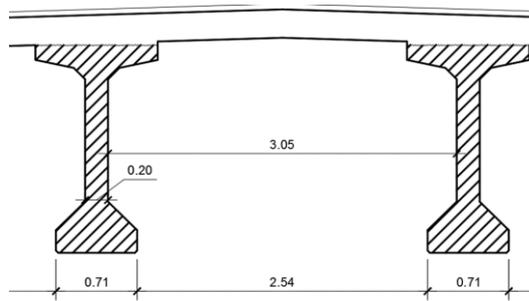


Figura No. 27 s para el cálculo de acero de distribución en el tablero

Resultando:

$$\%As(+)=69.56\% > 67\% \therefore \text{usar } 67\%$$

$$As \text{ requerido}(mm^2) = 67\%(815.822) = 546.601$$

Se propone la siguiente distribución de acero: **Colocar #4 @200mm**

26.4. Acero de contracción y temperatura (paralelo al tráfico)

Art. 5.10.6 especifica que se debe colocar acero en la dirección secundaria, donde no se cuenta y debe satisfacer ecuación **5.10.6-1** y **5.10.6-2**:

$$As \geq \frac{1.30bh}{2(b+h)f_y}, 0.11 \leq As \leq 0.60$$

Resultando de la ecuación **5.10.6.1** y verificarlo con **5.10.6-2**:

$$As(\text{pulg}^2) = 0.0840 \text{ que no } 0.11 \leq 0.0840 \leq 0.6$$

Por tanto, se usará un As dentro de los límites $As(\text{pulg}^2) = 0.355 \sim 229.032mm^2$

Sé propone la siguiente distribución de acero en la parte de flexión negativa por no contar ningún acero en la dirección secundaria, que posteriormente se analizara: **Colocar #4 @500mm**

Resumen de acero colocado en la losa interior de rodamiento

Zona de Flexión	Dirección de franja	
	Perpendicular al trafico	Paralelo al trafico
Momento positivo	Colocar #5 @200mm	Colocar #4 @200mm
Momento negativo	Colocar #4 @200mm	Colocar #4 @500mm

27. Diseño de losa de vuelo de rodamiento

Por los criterios antes mencionados en el capítulo 3, se tiene la siguiente distribución de acero para el vuelo:

Zona de Flexión	Dirección de franja	
	Perpendicular al trafico	Paralelo al trafico
Momento positivo	Colocar #5 @200mm	Colocar #4 @200mm
Momento negativo	Colocar #4 @200mm	Colocar #4 @500mm

28. Cálculo de anclaje y empalme de varillas usadas en el diseño

28.1. Longitud de desarrollo en tensión en recta Art. 5.10.8.2.1.a, Art. 5.10.8.2.1.b, Art. 5.10.8.2.1.c y 25.4.2 ACI-318.

Varilla utilizada en el diseño del refuerzo positivo

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#5	15.9	199	200	815.822	995

λ_{rl}	1.3	El recubrimiento es \geq a 300 mm
λ_{cf}	1.3	se debe de cumplir: $\lambda_{rl} * \lambda_{cf} < 1.7$
λ_{rc}	Calcular	
λ_{er}	Calcular	
λ	1	Concreto de peso normal
l_{db}	Calcular	Pulgadas
l_d	Calcular	Pulgadas
$C_b(\text{pulg}) =$	Calcular	distancia menor entre borde libre Bl y mitad de separación entre varillas
Ktr=	0	puede ser 0 ACI-318 25.4.3.2b

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = \frac{30mm}{25.4} = 1.181$$

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = \frac{15.9mm/25.4}{1.181 + 0} = 0.53$$

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ propuesta}} = \frac{815.822mm^2}{995mm^2} = 0.82$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{2.4 * 15.9mm * \frac{420MPa * 0.145}{\sqrt{28MPa * 0.145}}}{25.4} = 45.41 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 45.41 * \frac{1.3 * 1.3 * 0.53 * 0.82}{1} = 33.35 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(mm) = 847.14 > 300mm \therefore l_d(mm) = 847.14ok$$

Varilla utilizada en el diseño del refuerzo negativo

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#4	12.7	129	200	420.048	645

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = 0.25$$

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = 1.969$$

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ propuesta}} = 0.65$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 36.27 \text{ pulgadas} \quad l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 15.62 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(mm) = 257.56 < 300mm \therefore l_d(mm) = 300mm$$

Varilla utilizada en el diseño del acero de distribución

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#4	12.7	129	200	546.601	645

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = 0.42$$

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ propuesta}} = 0.85$$

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = 1.181$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 36.27 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 21.99 \text{ pulgadas}$$

$$ld(mm) = 558.61 > 300mm \therefore ld(mm) = 558.61ok$$

Varilla utilizada en el diseño del acero de contracción y temperatura

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#4	12.7	129	500	229.032	258

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = 0.25$$

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = 1.968$$

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ propuesta}} = 0.89$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 36.27 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 13.82 \text{ pulgadas}$$

$$ld(mm) = 351.09 > 300mm \therefore ld(mm) = 351.09 ok$$

28.2. Longitud básica de desarrollo de un gancho en tensión Art. 5.10.8.2.4a, Art. 5.10.8.2.4b y 25.4.3 ACI-318.

Varilla utilizada en el diseño del refuerzo positivo

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#5	15.9	199	200	815.822	995

λ_{cw}	1.2	Para barras con resina epoxica
λ_{rc}	1	No cumple ningún inciso
λ_{er}	Calcular	
λ	1	Concreto de peso normal
l_{db}	Calcular	Pulgadas
l_d	Calcular	Pulgadas

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ propuesta}} = \frac{815.822mm^2}{995mm^2} = 0.82$$

$$l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = \frac{\left(\frac{38}{60}\right)*15.9mm * \frac{420MPa*0.145}{\sqrt{28MPa*0.145}}}{25.4} = 11.98 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} = 11.98 * \frac{1 * 1.2 * 0.82}{1} = 11.79 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(mm) = 299.50 > 150mm \text{ ok}$$

chequeo	
8db(mm)	127.2
150(mm)	150
Máximo	150
$Ldh > max$	Cumple

Varilla utilizada en el diseño del refuerzo negativo

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#4	12.7	129	200	420.048	645

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ propuesta}} = 0.65$$

$$l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 9.57 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} = 7.48 \text{ pulgadas}$$

$$ld(mm) = 190.01 > 150mm \text{ ok}$$

chequeo	
8db(mm)	127.2
150(mm)	150
Máximo	150
$Ldh > max$	Cumple

Varilla utilizada en el diseño del refuerzo de distribución

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#4	12.7	129	200	546.601	645

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ propuesta}} = 0.85$$

$$l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 9.57 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} = 9.73 \text{ pulgadas}$$

$$ld(mm) = 247.25 > 150mm \therefore ld(mm) = 256.54mm$$

chequeo	
8db(mm)	127.2
150(mm)	150
Máximo	152.4
$Ldh > max$	150

Varilla utilizada en el diseño del refuerzo de contracción y temperatura

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#4	12.7	129	500	229.032	258

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ propuesta}} = 0.89$$

$$l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 9.57 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} = 10.20 \text{pulgadas}$$

$$l_d(\text{mm}) = 259 > 150\text{mm} \therefore l_d(\text{mm}) = 256.54\text{mm}$$

Chequeo	
8db(mm)	127.2
150(mm)	150
Máximo	152.4
$Ldh > max$	150

29. Diseño de las vigas AASTHO LRFD tipo VI

Los rangos de utilización de los elementos prefabricados oscilan entre los 5 y los 50 metros, No obstante, en las aplicaciones habituales, no es frecuente superar los 45 metros.¹⁴

Se seleccionan vigas AASTHO TIPO 6 como se mencionó anterior mente al principio de la monografía con ayuda del siguiente grafico e anterior recomendaciones:

Chart IB-1
AASHTO I-Beams

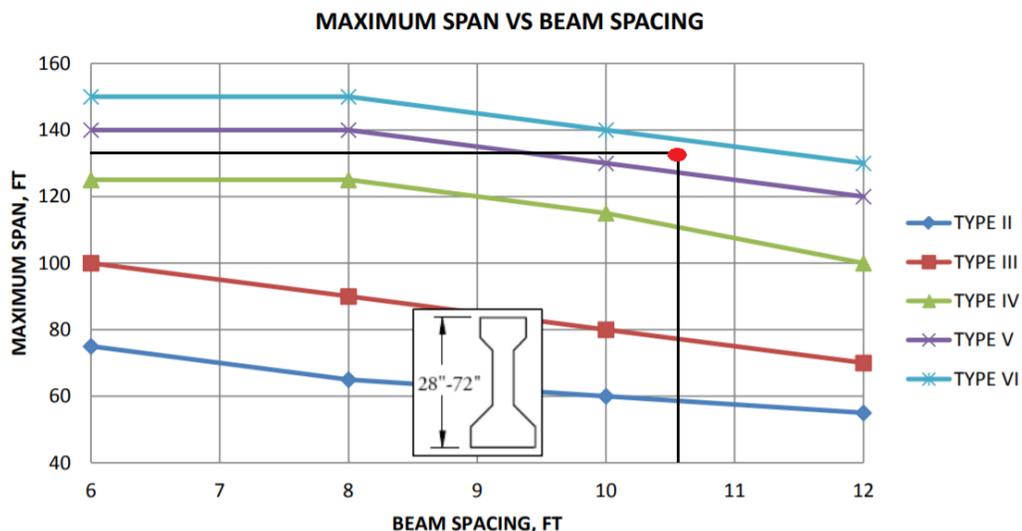


Figura No. 28 Grafico para seleccionar tipo de viga I SPAN VS BEAM SPACING AASTHO LRFD

¹⁴ Conceptos generales, Obras de paso de nueva construcción

Claro máximo $L = 40m \sim 131.2 ft$

Espacio entre vigas $S_{max} = Lt/4 = 13.25m/4 = 3.31m$, S considerada = $3.25m \sim 10.66 ft$

29.1. Diseño del preesfuerzo requerido

Obtenemos las propiedades geométricas

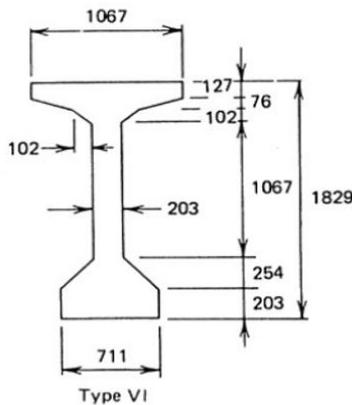


Figura No. 29 Sección simple viga AASTHO tipo VI AASTHO LRFD

Propiedades geométricas de sección simple			
$A(m^2) =$	0.7	$r_x(m) =$	0.67
$I_x(m^4) =$	0.31	$S_{tx}(m^3) =$	0.34
$C_b(m) =$	0.92	$S_{bx}(m^3) =$	0.34
$C_t(m) =$	0.91		
$h = dT(m) =$	1.83		
$tw(m) =$	0.2		
$bt_f(m) =$	1.07		
$tt_f(m) =$	0.13		

Analizando las propiedades geométricas de la sección compuesta para la viga interior y exterior para seleccionar la más crítica y de acuerdo al capítulo 6 de la ACI-318 obtenemos el ancho de patín para cada viga.

Ancho efectivo de patín para viga interior	
$b_1(m) = 16hf + tw =$	4.2
$b_2(m) = s =$	3.25
$b_3(m) = L/4 =$	10
$b_f(m) \text{equivale a } b_{menor} * n, \quad n = E_{c \text{ losa}}/E_c \text{ viga}$	2.89

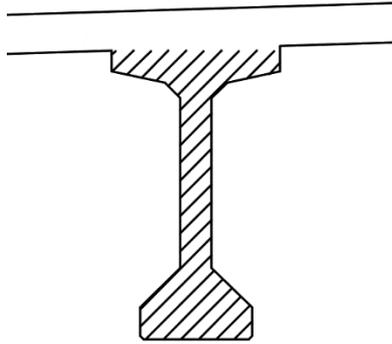


Figura No. 30 Sección compuesta viga AASTHO tipo VI interior AASTHO LRFD

$A_e(m^2)=$	0.72
$A'(m^2)=$	1.42
Y_s dsd base para la losa(m)=	1.96
$C_b'(m)=$	1.45
$C_t'(m)=$	0.63
I_x patin equiv(m^4) dsd centroide '=	0.19
I_x viga (m^4) dsd centroide '=	0.50
$I_x'(m^4)=$	0.69
$St_x'(m^3) =$	1.09
$Sb_x'(m^3)=$	0.48

Ancho efectivo de patín para viga exterior	
$b_1(m) = 16hf + tw =$	4.2
$b_2(m) = s =$	3.38
$b_3(m) = L/4 =$	10
$b_f(m)$ equiva = $b_{menor} * n,$ $n = E_c \text{ losa} / E_c \text{ viga}$	3

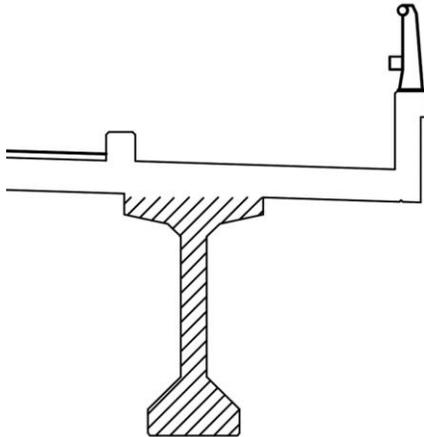


Figura No. 31 Sección compuesta viga AASTHO tipo VI exterior AASTHO LRFD

$A_e(m^2)=$	0.75
$A'(m^2)=$	1.45
Y_s dsd base para la losa(m)=	1.96
$C_b'(m)=$	1.46
$C_t'(m)=$	0.62
I_x patin equiv(m^4) dsd centroide '=	0.19
I_x viga (m^4) dsd centroide '=	0.51
$I_x'(m^4)=$	0.70
$St_x'(m^3) =$	1.12
$Sb_x'(m^3)=$	0.48

Se seleccionará la sección compuesta de la viga interior por tener propiedades geométricas menores y así ser la más crítica.

Se calculan los esfuerzos permisibles Art.5.9.2.2

Datos de propiedades del material de acuerdo al capítulo 2:

$$f'c(Mpa) = 40$$

$$f'ci(Mpa) = 38.5 \text{ considerando un 8\% menos de la resistencia total}$$

$$1Mpa \cong 10.1972Kg/cm^2$$

Antes de pérdidas ó en la transferencia:

$$\text{Fibra extrema en compresión } 0.6f'ci = 23.1Mpa$$

$$\text{Fibra extrema en tensión } 0.25(f'ci)^{\frac{1}{2}} = 0.25\sqrt{(40 * 10.1972)} * 1/10.1972 = 1.55Mpa$$

Después de pérdidas ó en servicio:

$$\text{Fibra extrema en compresión } 0.45f'c = 18Mpa$$

$$\text{Fibra extrema en tensión } 1.6(f'c)^{\frac{1}{2}} = 3.17Mpa, \text{ pero no max que } \frac{3.2(f'c)^{\frac{1}{2}}}{2} = 6.34Mpa$$

29.2. Cálculo del número de torones requeridos

Las perdidas del esfuerzo del preesfuerzo usualmente van del 15 al 20% y la mayoría sedan después de la transferencia¹⁵

Se considera una pérdida de esfuerzo total del 18% que más adelante se estimaran con cálculos aproximados de acuerdo a la **AASTHO LRFD 2017**

¹⁵ Puentes con AASHTO LRFD 2014 (7th Edition). Msc.Ing. Arturo Rodríguez Serquén

Datos:

$$f_{pu} = 1861.58 \text{ Mpa}$$

$$f_{pi} = (0.74 - 0.76)f_{pu} = 0.765f_{pu} = 1424.11 \text{ Mpa}$$

$$f_{pe} = f_{pi} - 18\%f_{pi} = 1167.77 \text{ Mpa}$$

Se calcula la carga de preesfuerzo efectivo estimado con torones de $\Phi=0.5$ pulg y $A= (0.0000987\text{m}^2)$:

$$pe \text{ estimado} = A_{toron} * f_{pe} = 11.753 \text{ Ton para un torón}$$

Se calcula la carga de preesfuerzo efectivo estimado del esfuerzo de flexión en la fibra extrema en tensión al centro del claro (C.C) de la viga debido a todas las cargas actuantes se obtiene:

$$-Pe/Abru - (Pe * e_c)/S_b + f_t \leq f_{permisible} \text{ max tension en servicio}$$

$$f_t = M_1/S_bx + M_2/S_bx'$$

$$M_1 = MD_{viga} + MD_{diafrag}$$

$$M_2 = MD_{losa} + MD_{bordillo} + MD_{barandas} + MD_{asf} + MLL + MPL$$

$$f_t = 35.80 \text{ Mpa}$$

Se propone una e de los torones:¹⁶

$$E_{min} \text{ al C.C} = C_b - 0.10h_{viga} = 0.737\text{m}, \text{ usar una } e = 0.79\text{m}$$

En el límite se tiene:

$$-\frac{Pe}{Abru} - \frac{Pe * e_c}{S_b} + f_t = f_{permisible}$$

Y se despeja pe y se calcula:

$$pe = \frac{Abru * S_b * (f_t - f_{permisible})}{S_b + Abru * e_c} = 796.37 \text{ Ton}$$

¹⁶ Concreto estructural preforzado tomo 2, ING. BASILIO J. CURBELO

$$\#torones = \frac{Pe}{Pe \text{ debido a 1 toron}} = 68$$

Se proponen 69 torones distribuido de la siguiente manera:

Cable#1=	12
Cable#2=	19
Cable#3=	19
Cable#4=	19

Nota=se considerará como un elemento totalmente preesforzado y será postensado con el fin de obtener un trazado parabólico para así tener mayor excentricidad únicamente en el C.C y evitar altas tenciones en las zonas de los apoyos.

30. Diseño del dispositivo de apoyo

30.1. Propiedades preliminares del apoyo

De acuerdo a los requisitos de la Sección 18.2 de la AASHTO LRFD (**Art. 14.7.6.2**), el elastómero tendrá un módulo de cortante G entre 9.14 y 14.06 kg/cm^2 y una dureza nominal de 60 en la escala Shore A y las placas de refuerzo con acero A36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$)

Además, se propone usar el método A, ya que este no requiere pruebas adicionales y control de calidad.

30.2. Área en planta del elastómero $\text{Área} = L \times W$

Siendo $\sigma_s \leq 87.9 \frac{kg}{cm^2}$ (14.7.6.3.2 – 8)

$$A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s}$$

$$A_{req} = \frac{194,276 \text{ Kg}}{87.9 \frac{Kg}{cm^2}} = 2210.2 \text{ cm}^2$$

Para ancho de viga $b = 71 \text{ cm}$, escogemos $W = 50 \text{ cm}$

$$L = \frac{2210.2 \text{ cm}^2}{50 \text{ cm}} = 44.2 \text{ cm}$$

Adoptamos $W = 50 \text{ cm}$ y $L = 50 \text{ cm}$ $\text{Area} = 2500 \text{ cm}^2 > 2210.2 \text{ cm}^2$ OK!

30.3. Máxima deformación por corte en el dispositivo (Δs)

La máxima deformación por corte del dispositivo se toma como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura (**Art. 14.7.6.3.4**).

Por temperatura

Considerando $t_{sup} = 31^\circ\text{C}$ y $t_{inf} = 23^\circ\text{C}$, según registro de temperatura de INETER.

También:

$$\Delta t = 31^\circ\text{C}$$

$$L = 4000 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10.8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C} \quad \text{Art 5.4 2.2}$$

$$\Delta_{temp} = L \times \alpha \times \Delta t = 4000 \text{ cm} \times 10.8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C} \times 31^\circ\text{C} = 1.34 \text{ cm}$$

Por posteo $\Delta_{post} = 1.0 \text{ cm}$

Por retracción de fragua $\Delta_{ret} = 0.9 \text{ cm}$

Con $\gamma_{TU} = 1.2$ *Tabla 3.4.1 – 1*

$$\Delta s = \gamma_{TU}(\Delta_{temp} + \Delta_{post} + \Delta_{cont}) = 1.2(1.34 \text{ cm} + 1.0 \text{ cm} + 0.9 \text{ cm})$$

$$\Delta s = 3.89 \text{ cm}$$

30.4. Espesor requerido del elastómero (h_{rt})

El rodamiento debe satisfacer:

$$h_{rt} \geq 2\Delta s \quad (14.7.6.3.4.-1)$$

$$h_{rt} = 2(3.89 \text{ cm}) = 7.78 \text{ cm}$$

30.5. Factor de forma Si mínimo

Siendo: $G = 9.14 \text{ kg/cm}^2$ Dureza 60 **Tabla 14.7.6.2-1 y Art 14.7.6.2**

$$\sigma_s = \frac{P_T}{\text{Área}} = \frac{194,276 \text{ kg}}{2500 \text{ cm}^2} = 77.71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Con $\sigma_s \leq 1.25 GSi$ (14.7.6.3.2-7)

$$Si = \frac{\sigma_s}{1.25G} = \frac{77.71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.25 \times 9.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6.80$$

30.6. Grosor de una capa interior del elastómero h_{ri}

$$\text{Como } Si = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \quad h_{ri} \leq \frac{LW}{2Si(L+W)}$$

$$\text{Luego } h_{ri} = \frac{50\text{cm} \times 50\text{cm}}{2 \times 6.80 \times (50\text{cm} + 50\text{cm})} = 1.84 \text{ cm}$$

Grosor de capa interior adaptado $h_{ri} = 1.5 \text{ cm} = 15\text{mm}$

Con este grosor de capa interior, el factor de forma de capa interior es:

$$S_i = \frac{50\text{cm} \times 50\text{cm}}{2 \times 1.5\text{cm} \times (50\text{cm} + 50\text{cm})} = 8.33 > 6.80 \text{ OK!}$$

30.7. Grosor de las capas exteriores h_{re}

$$h_{re} \leq 0.7h_{ri} \text{ Art 14.7.6.1}$$

$$h_{re} = 0.7 \times 1.5\text{cm} = 1.05 \text{ cm}$$

$$h_{re} = 1.0 \text{ cm adaptado}$$

$$S_e = \frac{50\text{cm} \times 50\text{cm}}{2 \times 1.0\text{cm} \times (50\text{cm} + 50\text{cm})} = 12.5$$

30.8. Número de capas interiores

$$\text{Siendo } h_{rt} = nh_{ri} + 2h_{re}$$

$$7.78 \text{ cm} = n(1.5) + 2(1.0\text{cm})$$

$$n = 3.86 \quad n = 4$$

30.9. Espesor total del elastómero h_{rt}

$$h_{rt} = nh_{ri} + 2h_{re} = 4(1.50cm) + 2(1.0cm) = 8 cm$$

30.10. Espesor de las placas de refuerzo h_s

- En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{ri} \sigma_s}{F_y} \quad (14.7.5.3.5-1)$$

$$h_s = \frac{3 \times 1.50cm \times \frac{77.71kg}{cm^2}}{\frac{2530kg}{cm^2}} = 0.138 cm$$

Con $h_{max} = h_{ri} = 1.50 cm$

- En estado límite de fatiga

$$h_s \geq \frac{2h_{ri} \sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (14.7.5.3.5-2)$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{Area}$$

$$\sigma_L = \frac{85,830kg}{2500cm^2} = 34.33 \frac{kg}{cm^2}$$

$\Delta F_{TH} = 1687kg/cm^2$, Categoría A **Tabla (6.6.1.2.5 – 3)**

$$h_s = \frac{2 \times 1.50cm \times 34.33 \frac{kg}{cm^2}}{\frac{1687kg}{cm^2}} = 0.061 cm$$

Adoptamos $h_s = 2mm = 0.2cm > 0.138 cm$

$h_s = 2mm \geq 1/16" OK!$ (Art 14.7.5.3.5)

30.11. Altura total del dispositivo de elastómero reforzado H

$$H = h_{rt} + (n + 1)h_s = 8cm + (4 + 1)(0.2cm) = 9 cm$$

30.12. Anclaje del dispositivo (Art 14.8.3)

Fuerza cortante generada en el apoyo debido al desplazamiento

$$H_u = GA \frac{\Delta u}{h_{rt}} \quad (14.6.3.1 – 2)$$

$$H_u = 14.06 \frac{Kg}{cm^2} \times 2500cm^2 \times \frac{3.89cm}{8cm} = 17.1Ton$$

Donde $G = 14.06 \frac{kg}{cm^2}$ (máximo valor) **Tabla 14.7.6.2-1 y Art 14.7.6.2**

$$\Delta u = \gamma_{TU} \Delta s$$

Con $\mu = 0.2$ **14.8.3.1** y la carga permanente mínimo de servicio $P_{DC} = 81.87 Ton$ la fuerza de fricción que se desarrolla es:

$$F_f = \mu P_{DC} = 0.2 \times 91.85 Ton = 18.37 Ton$$

Como $17.1Ton < 18.37 Ton$, no se requiere anclajes **(C14.8.3.1)**

30.13. Rotación del dispositivo (Art.14.7.6.3.5 y C14.7.6.1)

El diseño por rotación está implícito en la geometría y requerimientos límites de esfuerzo que corresponden al Método A. No se requieren por lo tanto cálculos de rotación adicionales.

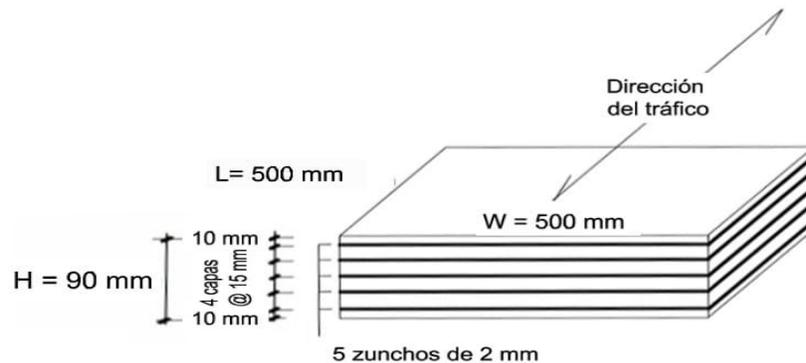


Figura No. 32 Dimensiones de dispositivos de apoyos

Composición final del elastómero Dureza 60.

31. Diseño de Estribo

31.1. Estribo con Puente

Estados límites aplicables y combinaciones de cargas.

Tomamos en cuenta los estados límites de Resistencia I y Evento Extremo I aplicables en este caso y con un valor $n = nDnRnI = 1$.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizamos los factores y máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras) que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (LSx, EH, EQ y BR) y los factores de carga y mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad ($DC, DW, EV, LL + IM, LSY$) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado Resistencia Ia .

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores y máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos Resistencia Ib .

Para el chequeo de estabilidad al vuelco, deslizamiento y presiones también aplicamos el estado límite de Evento Extremo I con los coeficientes señalados en la Fig. C11.5.6-4, AASHTO LRFD.

El chequeo de agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio I.

ESTADO	DC	DW	EV	LL IM PL LSY	EH	BR LSX	WA	TU	WS	APLICACIÓN
<i>RESISTENCIA Ia</i>	0.90	0.65	1.00	0	1.50	1.75	1.00	1.20	0.00	DESLIZAMIENTO Y VUELCO
<i>RESISTENCIA Ib</i>	1.25	1.50	1.35	1.75	1.50	1.75	1.00	1.20	0.00	PRESIONES
<i>EV. EXTREMO I</i>	1.00	1.00	1.00	0.5	1.00	0.5	1.00	0.00	0.00	DESLIZAMIENTO, VUELCO Y PRESIONES
<i>SERVICIO I</i>	1.00	1.00	1.00	1	1.00	1	1.00	1.00	1.00	AGRIETAMIENTO

Tabla 12 Factores de carga utilizados

CARGAS HORIZONTALES "HU" (Ton)						
COMBINACIÓN	E_H	LS_H	BR	WS	TU	nΣF
<i>RESISTENCIA Ia</i>	43.18	9.68	1.40	0.00	1.55	55.81
<i>RESISTENCIA Ib</i>	43.18	9.68	1.40	0.00	1.55	55.81
EV. EXTREMO I	42.04	2.76	0.40	0.00	0.00	45.20
SERVICIO I	42.04	5.53	0.80	3.48	1.29	53.14

tabla 13 Cargas horizontales "Hu"

MOMENTOS DE VUELCO POR HU, "MHU" (Ton-m)						
COMBINACIÓN	E_H	LS_H	BR	W_s	TU	nΣM
<i>RESISTENCIA Ia</i>	165.54	55.64	18.66	0.00	15.60	255.43
<i>RESISTENCIA Ib</i>	165.54	55.64	18.66	0.00	15.60	255.43
EV. EXTREMO I	315.29	15.90	5.33	0.00	0.00	336.52
SERVICIO I	315.29	31.79	10.66	35.07	13.00	405.82

Tabla 14 Momentos de vuelco por HU

CARGAS VERTICALES "VU" (Ton)								
COMBINACIÓN	DC	DW	LL+IM	PL	Ev	LS_v	WA	nΣF
<i>RESISTENCIA Ia</i>	66.92	0.89	0.00	0.00	61.55	0.00	-16.75	112.62
<i>RESISTENCIA Ib</i>	92.95	2.06	45.34	3.87	83.09	10.24	-16.75	220.81
EV. EXTREMO I	74.36	1.37	12.96	1.11	65.48	2.93	-16.75	141.45
SERVICIO I	74.36	1.37	25.91	2.21	65.48	5.85	-16.75	158.43

Tabla 15 Cargas verticales "VU"

MOMENTOS ESTABILIZADOR POR VU, "MVU" (Ton-m)								
COMBINACIÓN	DC	DW	LL+IM	PL	Ev	LS_v	WA	nΣM
<i>RESISTENCIA Ia</i>	250.98	3.28	0.00	0.00	378.59	0.00	-62.81	570.04
<i>RESISTENCIA Ib</i>	348.58	7.57	166.64	14.22	511.10	60.15	-62.81	1045.45
EV. EXTREMO I	278.87	5.05	47.61	4.06	408.03	17.18	-62.81	697.99
SERVICIO I	278.87	5.05	95.22	8.13	408.03	34.37	-62.81	766.85

Tabla 16 Momentos estabilizador por VU

Chequeo de estabilidad y esfuerzos

a) Vuelco alrededor del punto "A"

Cálculo de $e_{máx}$:

- Estado límite de Resistencia (AASHTO, Art. 11.6.3.2):

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 9/10 centrales ($e \leq 0.45B$).

En nuestro caso $e_{máx} = B/3 = 7.50m/3 = 2.50m$

- Estado límite de Evento Extremo (AASHTO, Art. 11.6.5.1):

Cuando $\gamma EQ = 0$, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los 2/3 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq B/3$).

Cuando $\gamma EQ = 1$, mantener la resultante dentro de los 8/10 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e \leq 2/5B$).

En nuestro caso, utilizando $\gamma EQ = 0.0$, $e \leq B/3$; es decir $e_{máx} = \frac{7.50m}{3} = 2.50m$

ESTADO	VU(Ton)	MVU(Ton m)	MHU(Ton m)	x (m)	e (m)	$e_{max}(m)$	$e_{max} > e$
RESISTENCIA Ia	112.62	570.04	255.43	2.79	0.89	2.50	OK!
RESISTENCIA Ib	220.81	1045.45	255.43	3.58	0.14	2.50	OK!
EV. EXTREMO I	141.45	697.99	336.52	2.56	1.18	2.50	OK!

Tabla 17 Vuelco alrededor del punto "A"

b) Deslizamiento en base del estribo

$$R_{\tau} = CV \tan \phi f \quad (10.6.3.4-2)$$

Donde:

$\rightarrow C = 1.00$ para hormigón colado contra suelo

$\rightarrow \tan \phi f = \tan 33^{\circ} = 0.65$

$\emptyset \tau = 1.00$, estado límite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1)

$\emptyset \tau = 1.00$, estado límite de Evento Extremo (Art. 11.5.8)

$u = tg * \varphi f$	0.65			
ESTADO	VU(Ton)	RESISTENTE (Ton/m) $Ff = \mu C(\varnothing\tau Vu)$	ACTUANTE (Ton/m) Hu	$Ff > Hu$
RESISTENCIA Ia	112.62	73.20	55.81	OK!
RESISTENCIA Ib	220.81	143.53	55.81	OK!
EV. EXTREMO I	141.45	91.94	45.20	OK!

Tabla 18 Deslizamiento en base del estribo

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (qR)

1. Estado límite de Resistencia, con $\varnothing b = 0.55$ (Tabla 11.5.7-1)

$$qR = \varnothing b qn \quad (10.6.3.1.1-1)$$

$$qR = \varnothing b(FS. qadm) = 0.55(3 \times 3.50 kg/cm^2) = 5.78 kg/cm^2$$

2. Estado límite de Evento Extremo, con $\varnothing b = 1.00$ (Art. 11.5.8)

$$qR = \varnothing b qn$$

$$(10.6.3.1.1-1)$$

$$qR = \varnothing b(FS. qadm) = 1.00(3 \times 3.50 kg/cm^2) = 10.50 kg/cm^2$$

3. Estado límite de Servicio:

$$qadm = 3.50 kg/cm^2$$

ESTADO	VU(Ton/m)	MVU(Ton m/m)	MHU(Ton m/m)	x (m)	e (m)	$q(\frac{kg}{cm^2}) = \frac{VU}{B - 2e}$	$qR(kg/cm^2)$	$qR \geq q$
RESISTENCIA Ia	112.62	570.04	255.43	2.79	0.96	2.02	5.78	OK!
RESISTENCIA Ib	220.81	1045.45	255.43	3.58	0.17	3.09	5.78	OK!
EV. EXTREMO I	141.45	697.99	336.52	2.56	1.19	2.77	10.50	OK!
SERVICIO I	158.43	766.85	405.82	2.28	1.47	3.48	3.50	OK!

Tabla 19 Presiones actuantes en la base del estribo

31.2. Estribo sin Punte

A. Estados lmites aplicables y combinaciones de cargas.

CARGAS HORIZONTALES "HU" (Ton)				
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	WS	nΣF
RESISTENCIA Ia	43.18	9.68	0.00	52.86
RESISTENCIA Ib	43.18	9.68	0.00	52.86
EV. EXTREMO I	42.04	2.76	0.00	44.80
SERVICIO I	42.04	5.53	3.48	51.05

Tabla 20 Cargas horizontales "HU" - sin puente

MOMENTOS DE VUELCO POR HU, "MHU" (Ton-m)				
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	WS	nΣM
RESISTENCIA Ia	165.54	55.64	0.00	221.18
RESISTENCIA Ib	165.54	55.64	0.00	221.18
EV. EXTREMO I	315.29	15.90	0.00	331.19
SERVICIO I	315.29	31.79	35.07	382.16

Tabla 21 Momentos de vuelco por HU-sin puente

CARGAS VERTICALES "VU" (Ton)					
COMBINACIÓN	DC	Ev	LS _v	WA	nΣF
RESISTENCIA Ia	44.10	61.55	0.00	-16.75	88.90
RESISTENCIA Ib	61.25	83.09	10.24	-16.75	137.83
EV. EXTREMO I	49.00	65.48	2.93	-16.75	100.65
SERVICIO I	49.00	65.48	5.85	-16.75	103.58

Tabla 22 Cargas verticales "VU" -sin puente

MOMENTOS ESTABILIZADOR POR VU, "MVU" (Ton-m)					
COMBINACIÓN	DC	Ev	LS _v	WA	nΣM
RESISTENCIA Ia	167.10	378.59	0.00	-62.81	482.88
RESISTENCIA Ib	232.08	511.10	60.15	-62.81	740.51
EV. EXTREMO I	185.66	408.03	17.18	-62.81	548.06
SERVICIO I	185.66	408.03	34.37	-62.81	565.25

Tabla 23 Momentos estabilizador por VU-sin puente

B. Chequeo de estabilidad y esfuerzos

a) Vuelco alrededor del punto "A"

ESTADO	VU(Ton/m)	MVU(Ton m/m)	MHU(Ton m/m)	x (m)	e (m)	emax(m)	emax > e
RESISTENCIA Ia	88.90	482.88	221.18	2.94	0.81	2.50	OK!
RESISTENCIA Ib	137.83	740.51	221.18	3.77	-0.02	2.50	OK!
EV. EXTREMO I	100.65	548.06	331.19	2.15	1.60	2.50	OK!

Tabla 24 Vuelco alrededor del punto "A"-sin puente

b) Deslizamiento en base del estribo

$u = tg * \varphi f$	0.65			
ESTADO	VU(Ton)	RESISTENTE (Ton/m) $Ff = \mu (\varnothing \tau V u)$	ACTUANTE (Ton/m) Hu	$Ff > Hu$
RESISTENCIA Ia	88.90	57.79	52.86	OK!
RESISTENCIA Ib	137.83	89.59	52.86	OK!
EV. EXTREMO I	100.65	65.42	44.80	OK!

Tabla 25 Deslizamiento en base del estribo-sin puente

c) Presiones actuantes en la base del estribo

ESTADO	VU(Ton/m)	MVU (Ton m/m)	MHU (Ton m/m)	x (m)	e (m)	$q(\frac{kg}{cm^2}) = \frac{VU}{B - 2e}$	$q_R(kg/cm^2)$	$q_R \geq q$
RESISTENCIA Ia	88.90	482.88	221.18	2.94	0.81	1.51	5.78	OK!
RESISTENCIA Ib	137.83	740.51	221.18	3.77	-0.02	1.83	5.78	OK!
EV. EXTREMO I	100.65	548.06	331.19	2.15	1.60	2.34	10.50	OK!
SERVICIO I	103.58	565.25	382.16	1.77	1.98	2.93	3.50	OK!

Tabla 26 Presiones actuantes en la base del estribo-sin puente

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO					nΣM
	EH	LSH	BR	WS	TU	
RESISTENCIA Ia	108.85	0.00	16.55	0.00	12.11	137.51
RESISTENCIA Ib	108.85	42.07	16.55	0.00	12.11	179.58
EV. EXTREMO I	132.67	12.02	4.73	0.00	0.00	149.42

Tabla 30 Cálculo del Momento de Diseño en la base de la pantalla

b) Cálculo del acero requerido

$$M_u = 179.58 \text{ ton m}$$

$$d = 0,95 \text{ m } h = 1 \text{ m } b = 1 \text{ m}$$

Para calcular el acero requerido se dispone de la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \text{ Ec.1} \quad \text{donde } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c} \text{ Ec.2}$$

Sustituyendo Ec.2 en Ec.1, se obtiene la siguiente ecuación cuadrática:

$$-0.5A_s^2 f_y + 0.85A_s f'_c b d - \frac{M_u}{\phi f_y} (0.85 f'_c b)$$

Resolviendo la ecuación cuadrática, se obtienen dos áreas de acero, donde se selecciona la menor como el área de acero requerida.

As1(cm²)=	52.58
As2(cm²)=	1024.09

Acero requerido: $A_s = 52.58 \text{ cm}^2$

Se propone el uso de varillas #8.

BARRA	ϕ	A (cm²)
#8	2.54	5.07

Sé propone la siguiente distribución de acero que posteriormente se analizará:

Colocar #8 @250mm.

32.2. Diseño de Parapeto

a) Cálculo del Cortante y Momento de diseño en la base del parapeto:

COMBINACIÓN	CORTANTE $V_{d\text{parap}}$ (Ton) - A "d" DE LA CARA					$n\Sigma Vd$
	EH	LSH	BR	WS	TU	
RESISTENCIA Ia	1.48	0.00	1.40	0.00	1.55	4.43
RESISTENCIA Ib	1.48	1.79	1.40	0.00	1.55	6.22
EV. EXTREMO I	1.44	0.51	0.40	0.00	0.00	2.35

Tabla 31 Cálculo del Cortante de diseño en la base del parapeto

COMBINACIÓN	MOMENTO M_{parap} (Ton-m) - MÁXIMO					$n\Sigma M$
	EH	LSH	BR	WS	TU	
RESISTENCIA Ia	5.17	0.00	5.58	0.00	1.69	12.44
RESISTENCIA Ib	5.17	2.00	5.58	0.00	1.69	14.44
EV. EXTREMO I	6.31	0.57	1.60	0.00	0.00	8.47

Tabla 32 Cálculo del Momento de diseño en la base del parapeto

b) Cálculo del acero requerido

$$M_u = 14.44 \text{ ton m} \quad d = 0,35 \text{ m} \quad h = 0.40 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática, se obtienen dos áreas de acero, donde se selecciona la menor como el área de acero requerida.

As1(cm ²)=	11.24
As2(cm ²)=	385.43

Acero requerido: $A_s = 11.24 \text{ cm}^2$

Se propone el uso de varillas #4.

BARRA	ϕ	A (cm ²)
#4	1.27	1.27

Sé propone la siguiente distribución de acero que posteriormente se analizara:

Colocar #4 @250mm

32.3. Diseño de la zapata

a) Cálculo del cortante y momento de diseño en el talón de la zapata.

COMBINACIÓN	q cara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nΣVd
RESISTENCIA Ia	13.484	-10.37	0.00	-53.02	63.98	0.59
RESISTENCIA Ib	28.900	-14.40	-10.24	-71.58	99.83	3.61
EV. EXTREMO I	16.457	-11.52	-2.93	-53.02	85.34	17.87

Tabla 33 Cálculo del cortante o de diseño en el talón de la zapata

COMBINACIÓN	q cara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nΣM
RESISTENCIA Ia	13.48	-17.11	0.00	-86.16	117.06	13.78
RESISTENCIA Ib	28.90	-23.77	-16.64	-116.32	168.81	12.09
EV. EXTREMO I	16.46	-19.01	-4.75	-86.16	158.83	48.90

Tabla 34 Cálculo del momento de diseño en el talón de la zapata

b) Cálculo del acero requerido

$$M_u = 48.90 \text{ ton m}$$

$$d = 1.425 \text{ m } h = 1.50 \text{ m } b = 1 \text{ m}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática, se obtienen dos áreas de acero, donde se selecciona la menor como el área de acero requerida.

As1(cm²)=	9.13
As2(cm²)=	1605.87

Acero requerido: $As = 9.13 \text{ cm}^2$

Se propone el uso de varillas #6.

BARRA	φ	A (cm²)
#6	1.905	2.85

Se propone la siguiente distribución de acero que posteriormente se analizará:

Colocar #6 @250mm.

c) **Calculo del cortante y momento de diseño en la punta de la zapata.**

COMBINACIÓN	q cara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nΣV
RESISTENCIA Ia	16.548	-10.37	68.88	58.52
RESISTENCIA Ib	29.982	-14.40	101.56	87.16
EV. EXTREMO I	21.263	-11.52	93.03	81.51

Tabla 35 Calculo del cortante de diseño en la punta de la zapata

COMBINACIÓN	q cara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) – MÁXIMO		
		DC	Q	nΣM
RESISTENCIA Ia	16.548	-17.11	157.51	140.40
RESISTENCIA Ib	29.982	-23.77	183.08	159.32
EV. EXTREMO I	21.263	-19.01	222.28	203.27

Tabla 36 Calculo del momento de diseño en la punta de la zapata

d) **Calculo del acero requerido**

$$M_u = 203.27 \text{ ton m} \quad d = 1.425 \text{ m} \quad h = 1.50 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática, se obtienen dos áreas de acero, donde se selecciona la menor como el área de acero requerida.

As1(cm²)=	38.66
As2(cm²)=	1576.34

Acero requerido: $As = 38.66 \text{ cm}^2$

Se propone el uso de varillas #6.

BARRA	φ	A (cm²)
#6	1.905	2.85

Sé propone la siguiente distribución de acero que posteriormente se analizara:

Colocar #6 @250mm.

Resumen de acero colocado en Estribo

Zona de Estribo	Acero Longitudinal	Acero Transversal
Pantalla	Colocar #8@25cm	Colocar #5@25cm
Parapeto	Colocar #4@25cm	Colocar #4@25cm
Zapata	Colocar #6@25cm	Colocar #6@25cm

33. Calculo de anclaje y empalme de las varillas usadas en el diseño

33.1. Longitud de desarrollo en tensión en recta Art. 5.10.8.2.1.a, Art. 5.10.8.2.1.b, Art. 5.10.8.2.1.c y 25.4.2 ACI-318.

a) Varilla utilizada en el diseño de la pantalla de estribo

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
8	25.4	507	250	5257.06	5500.00

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} \quad l_{db} = 2.4d_b * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \lambda_{rc} = \frac{d_b}{c_b + k_{tr}} \quad k_{tr} = 40A_{tr}/(sn)$$

$$0.4 \leq \lambda_{rc} \leq 1 \quad \lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ proporcionada}}$$

λ_{rl}	1.3	El recubrimiento es igual a 300 mm
λ_{cf}	1.3	se debe de cumplir : $\lambda_{rl} * \lambda_{cf} < 1.7$
λ_{rc}	Calcular	
λ_{er}	Calcular	
λ	1	Concreto de peso normal
l_{db}	Calcular	Pulgadas
l_d	Calcular	Pulgadas
$C_b(\text{pulg}) =$	Calcular	distancia menor entre BI y mitad de separación entre varillas
$K_{tr} =$	0	puede ser 0 ACI-318 25.4.3.2b

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = \frac{5cm}{2.54} = 1.969 \quad \lambda_{rc} = \frac{d_b}{c_b + k_{tr}} = \frac{25.4mm/25.4}{1.969+0} = 0.51 \quad \lambda_{er} = \frac{5257mm^2}{5500mm^2} = 0.96$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = \frac{2.4*25.4mm \frac{420MPa*0.145}{\sqrt{28MPa*0.145}}}{25.4} = 73 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 73 * \frac{1.3*1.3*0.51*0.96}{1} = 59.53 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(mm) = 1512.12 > 300mm \text{ OK}$$

b) Varilla utilizada en el diseño de parapeto

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
4	12.7	127	250	1123.47	1200

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = 1.969$$

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = 0.25$$

$$\lambda_{er} = 0.94$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 36.27 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 14.58 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(mm) = 370.28 > 300mm \text{ OK}$$

c) Varilla utilizada en el diseño de talón de zapata

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
6	19.05	285	250	912.92	1500

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = 2.95$$

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = 0.25$$

$$\lambda_{er} = 0.61$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 54.41 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 14.17 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(\text{mm}) = 361 > 300\text{mm ok}$$

d) Varilla utilizada en el diseño de punta de zapata

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
6	19.05	285	250	3866.18	4000

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = 2.95$$

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = 0.25$$

$$\lambda_{er} = 0.97$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 54.41 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 22.57 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(\text{mm}) = 573.40 > 300\text{mm ok}$$

33.2. Longitud básica de desarrollo de un gancho en tensión Art. 5.10.8.2.4a, Art. 5.10.8.2.4b y 25.4.3 ACI-318.

a) Varilla utilizada en el diseño de la pantalla de estribo

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
8	25.4	507	250	5257.06	5500

$$l_{hb} = \frac{38db}{60} * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad l_{dh} = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} \quad \lambda_{er} = \frac{\text{As requerida}}{\text{As proporcionada}}$$

λ_{cw}	1.2	Para barras con resina epoxica
λ_{rc}	1	No cumple ningún inciso
λ_{er}	Calcular	
λ	1	Concreto de peso normal
l_{db}	Calcular	Pulgadas
l_d	Calcular	Pulgadas

$$\lambda_{er} = \frac{5257mm^2}{5500mm^2} = 0.96 \quad l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = \frac{\left(\frac{38}{60}\right)*25.4mm * \frac{420MPa*0.145}{\sqrt{28MPa*0.145}}}{25.4} =$$

19.14 pulgadas

$$l_d = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} = 19.14 * \frac{1 * 1.2 * 0.96}{1} = 21.96 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(mm) = 557.75 > 203.2mm \text{ ok}$$

chequeo	
8db(mm)	203.2
150(mm)	150
Máximo	203.2
$Ldh > max$	Cumple

b) Varilla utilizada en el diseño de parapeto

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
4	12.7	127	250	1123.47	1200

$$\lambda_{er} = 0.94$$

$$l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 9.57 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} = 10.75 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(mm) = 273.16 > 150mm \text{ Cumple.}$$

c) Varilla utilizada en el diseño de talón de zapata

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
6	19.05	285	250	912.92	1500

$$\lambda_{er} = 0.61$$

$$l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 14.36 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} = 10.49 \text{ pulgadas}$$

$$ld(mm) = 266.36 > 152.4mm \text{ OK}$$

Chequeo	
8db(mm)	152.4
150(mm)	150
Máximo	152.4
Ldh > max	OK

d) Varilla utilizada en el diseño de punta de zapata

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
6	19.05	285	250	3866.18	4000

$$\lambda_{er} = 0.97$$

$$l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 14.36 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} = 16.65 \text{ pulgadas}$$

$$ld(mm) = 423 > 152.4mm \text{ ok}$$

Chequeo	
8db(mm)	152.4
150(mm)	150
Máximo	152.4
Ldh > max	Cumple

34. Diseño de Muro de Ala

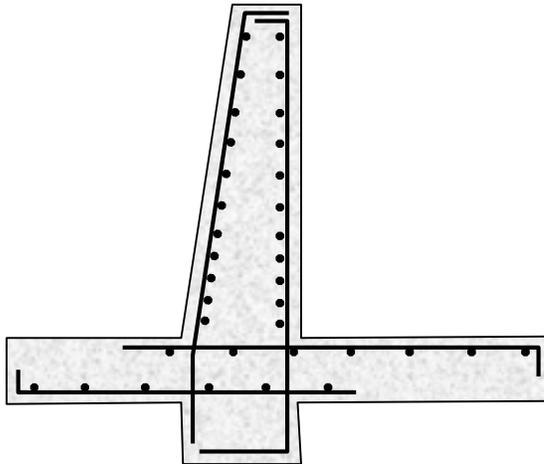


Figura No. 34 Ejemplo de muro de ala

Datos:

$f'c$	280 Kg/cm ²	28Mpa
fy	4200 Kg/cm ²	420Mpa
ϕ (Flexión)	0.9	$\beta=0.85$
$rec(pant)$	0.05 m	$Ecl = 0.002$
$rec(zapata)$	0.075 m	$Etl = 0.005$

Tabla 37 Datos para el diseño de Muro de Ala

34.1. Diseño de la pantalla

a) Calculo del Momento de diseño

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
	E _H	L _{SH}	$n\Sigma M$
RESISTENCIA 1a	46.29	6.61	52.90
RESISTENCIA 1b	46.29	6.61	52.90
EV. EXTREMO I	56.42	1.89	58.31

Tabla 38 Calculo del Momento de diseño para el muro de ala.

b) Calculo del acero requerido

$$M_u = 58.31 \text{ ton m} \quad d = 0,75 \text{ m} \quad h = 0.80 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática, se obtienen dos áreas de acero, donde se selecciona la menor como el área de acero requerida.

As1(cm²)=	21.09
As2(cm²)=	828.91

Acero requerido: $As = 21.09 \text{ cm}^2$

Se propone el uso de varillas #8.

BARRA	ϕ	A (cm²)
#8	2.54	5.07

Sé propone la siguiente distribución de acero que posteriormente se analizara:

Colocar #8 @250mm.

34.2. Diseño del talón de la zapata

a) Calculo del Momento de diseño.

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nΣM
RESISTENCIA 1a	61.95	-1.69	0.00	-13.86	39.60	24.05
RESISTENCIA 1b	83.44	-2.35	-0.86	-18.71	46.18	24.26
EV. EXTREMO I	69.37	-1.88	-0.25	-13.86	44.02	28.03

Tabla 39 Calculo del Momento de diseño para el talón de la zapata

b) Calculo del acero requerido

$$M_u = 28.03 \text{ ton m} \quad d = 0.725 \text{ m} \quad h = 0.80 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática, se obtienen dos áreas de acero, donde se selecciona la menor como el área de acero requerida.

As1(cm²)=	10.36
As2(cm²)=	811.31

Acero requerido: $As = 10.36 \text{ cm}^2$

Se propone el uso de varillas #6.

BARRA	ϕ	A (cm ²)
#6	1.905	2.85

Sé propone la siguiente distribución de acero que posteriormente se analizara:
Colocar #6 @200mm.

34.3. Diseño de punta de zapata

a) Calculo del Momento de diseño

COMBINACIÓN	q_{cara} (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	$n\Sigma M$
RESISTENCIA 1a	50.20	-1.69	22.33	20.64
RESISTENCIA 1b	63.63	-2.35	17.06	14.70
EV. EXTREMO I	56.03	-1.88	24.41	22.53

Tabla 40 Calculo del Momento de diseño para la punta de zapata

b) Calculo del acero requerido

$$M_u = 22.53 \text{ ton m } d = 0.725 \text{ m } h = 0.80 \text{ m } b = 1 \text{ m}$$

Resolviendo la ecuación cuadrática, se obtienen dos áreas de acero, donde se selecciona la menor como el área de acero requerida.

As1(cm ²)=	8.31
As2(cm ²)=	813.36

Acero requerido: $A_s = 8.31 \text{ cm}^2$

Se propone el uso de varillas #6.

BARRA	ϕ	A (cm ²)
#6	1.905	2.85

Sé propone la siguiente distribución de acero que posteriormente se analizara:
Colocar #6 @200mm

Resumen de acero colocado en Muro de Ala

Zona de Estribo	Acero Longitudinal	Acero Transversal
Pantalla	Colocar #8@25cm	Colocar #5@25cm
Zapata	Colocar #6@25cm	Colocar #6@25cm

35. Calculo de anclaje y empalme de las varillas usadas en el diseño

35.1. Longitud de desarrollo en tensión en recta Art. 5.10.8.2.1.a, Art. 5.10.8.2.1.b, Art. 5.10.8.2.1.c y 25.4.2 ACI-318.

a) Varilla utilizada en el diseño de la pantalla

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
8	25.4	507	250	2109.08	3500.00

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = \frac{5cm}{2.54} = 1.969 \quad \lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = \frac{25.4mm/25.4}{1.969+0} = 0.51 \quad \lambda_{er} = \frac{2109mm^2}{3500mm^2} = 0.84$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = \frac{2.4 * 25.4mm * \frac{420MPa * 0.145}{\sqrt{28MPa * 0.145}}}{25.4} = 73 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 73 * \frac{1.3 * 1.3 * 0.51 * 0.84}{1} = 52.54 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(mm) = 1334.63 > 300mm \text{ ok}$$

b) Varilla utilizada en el diseño de talón de zapata

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
6	19.05	285	200	1035.96	500

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = 2.95$$

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = 0.25$$

$$\lambda_{er} = 0.69$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 54.41 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{r1} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 16.13 \text{ pulgadas}$$

$$ld(mm) = 409.72 > 300mm \text{ ok}$$

c) Varilla utilizada en el diseño de punta de zapata

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
6	19.05	285	200	830.48	2200

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = 2.95$$

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = 0.25$$

$$\lambda_{er} = 0.55$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = 54.41 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = 12.93 \text{ pulgadas}$$

$$ld(mm) = 328.45 > 300mm \text{ ok}$$

35.2. Longitud básica de desarrollo de un gancho en tensión Art. 5.10.8.2.4a, Art. 5.10.8.2.4b y 25.4.3 ACI-318.

c) Varilla utilizada en el diseño de la pantalla de estribo

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
8	25.4	507	250	2109.08	3500

$$\lambda_{er} = \frac{2109mm^2}{3500mm^2} = 0.84 \quad l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} = \frac{\left(\frac{38}{60}\right)*25.4mm * \frac{420MPa*0.145}{\sqrt{28MPa*0.145}}}{25.4} = 19.14 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = 19.14 * \frac{1*1.2*0.84}{1} = 19.38 \text{ pulgadas} \quad ld(mm) = 492.28 > 203.2mm \text{ ok}$$

Chequeo	
8db(mm)	203.2
150(mm)	150
Máximo	203.2
$L_{dh} > max$	Cumple

d) Varilla utilizada en el diseño de talón de zapata

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
6	19.05	285	200	1035.95	500

$$\lambda_{er} = 0.69$$

$$l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 14.36 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = 11.90 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(\text{mm}) = 302.25 > 152.4\text{mm OK}$$

Chequeo	
8db(mm)	152.4
150(mm)	150
Máximo	152.4
$L_{dh} > max$	CUMPLE

e) Varilla utilizada en el diseño de punta de zapata

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
6	19.05	285	200	830.48	2200

$$\lambda_{er} = 0.55$$

$$l_{hb} = 14.36 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} = 9.54 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(\text{mm}) = 242.30 > 152.4\text{mm ok}$$

Chequeo	
8db(mm)	152.4
150(mm)	150
Máximo	152.4
$Ldh > max$	Cumple

36. Diseño de la losa de aproximación

36.1. Diseño de refuerzo positivo (paralelo al tráfico)

Con el espesor y recubrimiento especificado en el capítulo 3 en parámetros de diseño y materiales a usar en el capítulo 2, se usan para el cálculo del acero requerido.

De las siguientes $a = \frac{As*fy}{0.85f'c*b}$, $\phi Mn = \phi Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right)$, $\phi Mn \geq Mu$ se obtiene:

$$-0.5A_s^2fy + 0.85A_s f'cbd - \frac{Mu}{\phi fy} (0.85f'cb)$$

Datos:

$$\phi = 0.9$$

$$F'c(Mpa) = 28$$

$$Fy(Mpa) = 420$$

$$\beta = 0.85$$

$$h(mm) = 300$$

$$b(mm) = 1000$$

$$Recubrimiento(mm) = 50$$

$$\phi \text{Varilla \#6 (mm)} = 19.1$$

$$Z(mm) = 59.550$$

$$d(mm) = 240.450$$

$$Mu(Ton.m) = 21.684 \sim 192.910 Kn.m$$

$$Ecl = 0.002$$

$$Etl = 0.005$$

Resolviendo la ecuación cuadrática tenemos:

$$As1(mm^2) = 2319.964 \text{ y } As2(mm^2) = 24931.036$$

Seleccionando la menor área de acero requerida. Se propone la siguiente distribución de acero que posteriormente se analizara: **Colocar #6 @120mm.**

36.2. Acero de distribución (perpendicular al tráfico)

Art. 9.7.3.2 especifica que se debe colocar acero en dirección secundaria, en la zona de flexión positiva, en porcentaje del refuerzo positivo de la dirección primaria.

$$\text{Si la armadura principal es paralela al tráfico: } \%As(+) = 100/\sqrt{s} \leq 50\%$$

Donde s es el claro efectivo de la losa de aproximación = 4.1m ~ 13.448ft:

Resultando:

$$\%As(+) = 15.06\% < 50\% \therefore \text{usar } 15.06\%$$

$$As \text{ requerido}(mm^2) = 15.06\%(2319.964) = 349.314$$

Se propone la siguiente distribución de acero: **Colocar #5 @500mm**

36.3. Acero de contracción y temperatura (paralelo al tráfico)

Art. 5.10.6 especifica que se debe colocar acero en la dirección secundaria, donde no se cuenta y debe satisfacer ecuación **5.10.6-1** y **5.10.6-2**:

$$As \geq \frac{1.30bh}{2(b+h)fy}, 0.11 \leq As \leq 0.60$$

Resultando de la ecuación **5.10.6.1** y verificarlo con **5.10.6-2**:

$$As(pulg^2) = 0.0969 \text{ que no } 0.11 \leq 0.0969 \leq 0.6$$

Por tanto, se usará un As dentro de los limites $As(pulg^2) = 0.355 \sim 229.032mm^2$

Se propone la siguiente distribución de acero en la parte de flexión negativa por no contar ningún acero en la dirección secundaria, que posteriormente se analizara: **Colocar #4 @500mm.**

Resumen de acero colocado en la losa de aproximación

Zona de	Dirección de franja	
Flexión	Paralelo al tráfico	perpendicular
Inferior	Colocar #6 @120mm	Colocar #5 @500mm
Superior	Colocar #4 @500mm	Colocar #5 @500mm

37. Cálculo de anclaje y empalme de varillas usadas en el diseño

37.1. Longitud de desarrollo en tensión en recta Art. 5.10.8.2.1.a, Art. 5.10.8.2.1.b, Art. 5.10.8.2.1.c y 25.4.2 ACI-318.

Varilla utilizada en el diseño del refuerzo positivo

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#6	19.1	284	120	2319.964	2366.67

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = \frac{50mm}{25.4} = 1.97$$

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = \frac{19.1mm/25.4}{1.97+0} = 0.38$$

$$\lambda_{er} = \frac{2319.964mm^2}{2366.67mm^2} = 0.98$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{2.4 * 19.1mm * \frac{420MPa * 0.145}{\sqrt{28MPa * 0.145}}}{25.4} = 54.55 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{r1} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 54.55 * \frac{1.3 * 1.3 * 0.38 * 0.98}{1} = 34.52 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(mm) = 876.90 > 300mm \therefore l_d(mm) = 876.90 \text{ ok}$$

Varilla utilizada en el diseño del acero de distribución

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#5	15.9	199	500	349.314	398

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = 1.97$$

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = 1$$

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ requerida}}{As \text{ propuesta}} = 0.88$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 45.41 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 67.36 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(\text{mm}) = 1710.96 > 300\text{mm} \therefore l_d(\text{mm}) = 1710.96 \text{ ok}$$

Varilla utilizada en el diseño del acero de contracción y temperatura

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#4	12.7	129	500	229.032	258

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{c_b + k_{tr}} = 0.25$$

$$c_b = \frac{rec}{2.54} = \frac{50\text{mm}}{25.4} = 1.97$$

$$\lambda_{er} = \frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ propuesta}} = 0.89$$

$$l_{db} = 2.4db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 36.27 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{db} * \frac{\lambda_{rl} * \lambda_{cf} * \lambda_{rc} * \lambda_{er}}{\lambda} = 13.82 \text{ pulgadas}$$

$$l_d(\text{mm}) = 351.09 > 300\text{mm} \therefore l_d(\text{mm}) = 351.09 \text{ ok}$$

37.2. Longitud básica de desarrollo de un gancho en tensión Art. 5.10.8.2.4a, Art. 5.10.8.2.4b y 25.4.3 ACI-318.

Varilla utilizada en el diseño del refuerzo positivo

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#6	19.1	284	120	2319.964	2366.67

$$\lambda_{er} = \frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ propuesta}} = 0.98$$

$$l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 14.40 \text{ pulgadas}$$

$$l_d = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} = 16.93 \text{ pulgadas} \quad l_d(\text{mm}) = 430.13 > 150\text{mm} \text{ ok}$$

chequeo	
8db(mm)	152.8
150(mm)	150
Máximo	152.8
$L_{dh} > \max$	Cumple

Varilla utilizada en el diseño del refuerzo de distribución

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#5	15.9	199	500	349.314	398

$$\lambda_{er} = \frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ propuesta}} = 0.88$$

$$l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 11.98 \text{pulgadas}$$

$$l_d = l_{hb} * \frac{\lambda_{rc} * \lambda_{cw} * \lambda_{er}}{\lambda} = 12.62 \text{pulgadas}$$

$$l_d = 320.59 > 150 \text{mm OK}$$

Chequeo	
8db(mm)	127.2
150(mm)	150
Máximo	152.4
$L_d > \max$	150

Varilla utilizada en el diseño del refuerzo de contracción y temperatura

# de varilla	diámetro(mm)	A(mm ²)	Separación(mm)	A requerida(mm ²)	A propuesta(mm ²)
#4	12.7	129	500	229.032	258

$$\lambda_{er} = 0.89 \quad l_{hb} = \left(\frac{38}{60}\right)db * \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} = 9.57 \text{pulgadas}$$

$$l_d = 9.57 * \frac{1 * 1.2 * 0.89}{1} = 10.20 \text{pulgadas}$$

$$l_d(\text{mm}) = 259 > 150 \text{mm ok}$$

Chequeo	
8db(mm)	101.6
150(mm)	150
Máximo	152.4
$L_d > \max$	150

38. CAPITULO 5: análisis, comparación y conclusiones de resultados obtenidos.

39. Análisis del refuerzo propuesto en losa interior de rodamiento

39.1. Análisis del acero de refuerzo positivo:

Por condición de servicio:

Sección dúctil

De acuerdo la sección **21.2.2 ACI-318** todo elemento sometido a flexión debe ser dúctil, es decir estar controlado a la tracción, Para tales miembros el acero cederá antes de que el lado de compresión se aplaste y las deflexiones serán grandes, otorgando a los usuarios la advertencia de una falla inminente.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c * b} , c = a / \beta_1 , \epsilon_t = \frac{d-c}{c} (0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 17.559mm$, $c = 20.657mm$ y $\epsilon_t = 0.0278 > 0.005$ **OK**

Revisión del factor de reducción de resistencia por flexión supuesto $\phi=0.9$ de acuerdo **Art. 5.5.4.2**

Usando la ecuación **5.5.4.2-2**: $\lambda = 0.75 + 0.15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}} \right) \leq 0.9$

Sustituyendo datos: $\lambda = 2.04 > 0.9 \therefore \lambda = 0.9$ **OK**

Control de agrietamiento por la distribución del refuerzo

Art. 5.6.7 Se debe conocer la separación máxima permitida, basada en el control de agrietamiento por distribución del refuerzo para proponer una separación adecuada que este $S_{min} \leq S a usar \leq S_{max}$:

Resultando de las ecuaciones **(5.6.7-1)** y **(5.6.7-2)** según el **Art. 5.6.7** da una separación máxima permitida:

$$s \leq \frac{700 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c , \beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h-dc)}$$

Sustituyendo datos: $S_{max} = 311.514mm$

Separación teórica: $s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{199}{846.484} = 0.235$

Separación mínima:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras =23.85mm
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso=19.05mm
- 38 mm.

La separación colocada es de @200mm que satisface adecuadamente los **Art. 5.6.7 y Art. 5.10.6.**

por resistencia:

Resistencia del acero

Art. 1.3.2 especifica que se debe satisfacer la ecuación **(1.3.2.1-1)**

$$\sum \eta Y_1 Q_1 \leq \phi R_n = R_r \sim \phi Mn \geq Mu$$

$$\phi Mn = \phi Asfy(d - \frac{a}{2})$$

$$\text{Resistencia del As colocado} = As(mm^2/m) = \frac{As}{s} = \frac{199}{0.2} = 995$$

$$\text{Sustituyendo datos: } \phi Mn = 76.452Kn.m > 65.460(Mu) \text{ OK}$$

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

Art. 5.6.3.3 En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre; M_{cr} y $1.33M_u$;

Para elementos pretensados y no pretensados compuestos se usa la **Ec. (5.6.3.3 - 1)**:

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Para elementos no pretensados monolíticos resulta la ecuación:

$$M_{cr} = \gamma_3 \gamma_1 f_r S_c, \quad f_r = 0.24 \lambda \sqrt{f_c}, \quad S_c = \frac{1}{6} b h^2$$

Sustituyendo datos:

$$f_r = 0.484 \text{ ksi}, S_c = 635.664 \text{ pulg}^3 \text{ y } M_{cr} = 329.574 \text{ kip.pulg} \sim 33.781 \text{ Kn.m}$$

$$\square Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33Mu \end{cases}$$

$$76.452 \geq \text{al menor de } \begin{cases} 33.781 \text{ rige} \\ 87.062 \end{cases} \quad \mathbf{OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados

39.2. Análisis del acero de refuerzo negativo:

Por condición de servicio:

Sección dúctil

De acuerdo la sección **21.2.2 ACI-318** todo elemento sometido a flexión debe ser dúctil, es decir estar controlado a la tracción, Para tales miembros el acero cederá antes de que el lado de compresión se aplaste y las deflexiones serán grandes, otorgando a los usuarios la advertencia de una falla inminente.

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 f'_c \cdot b}, c = a/\beta_1, \epsilon_t = \frac{d-c}{c} (0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 11.382 \text{ mm}$, $c = 13.391 \text{ mm}$ y $\epsilon_t = 0.0404 > 0.005 \quad \mathbf{OK}$

Revisión del factor de reducción de resistencia por flexión supuesto $\Phi=0.9$ de acuerdo **Art. 5.5.4.2**

$$\text{Usando la ecuación } \mathbf{5.5.4.2-2}: \square = 0.75 + 0.15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}} \right) \leq 0.9$$

Sustituyendo datos: $\square = 2.68 > 0.9 \therefore \square = 0.9 \quad \mathbf{OK}$

Control de agrietamiento por la distribución del refuerzo

Art. 5.6.7 Se debe conocer la separación máxima permitida, basada en el control de agrietamiento por distribución del refuerzo para proponer una separación adecuada que este $S_{min} \leq S \text{ a usar} \leq S_{max}$:

Resultando de las ecuaciones **(5.6.7-1)** y **(5.6.7-2)** según el **Art. 5.6.7** da una separación máxima permitida:

$$s \leq \frac{700Y_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c, \beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h-dc)}$$

Sustituyendo datos: $\beta_s = 1.416$, $s_{max} = 230.920mm$

Separación teórica:

$$s = \frac{A_{varilla}}{A_s req} = \frac{129}{420.048} = 0.307$$

Separación mínima:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras =23.85mm
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso=19.05mm
- 38 mm.

La separación colocada es de @200mm que satisface adecuadamente los **Art. 5.6.7 y Art. 5.10.6.**

por resistencia:

Resistencia del acero

Art. 1.3.2 especifica que se debe satisfacer la ecuación **(1.3.2.1-1)**

$$\sum \eta Y_1 Q_1 \leq \phi R_n = R_r \sim \phi Mn \geq Mu$$

$$\phi Mn = \phi Asfy(d - \frac{a}{2})$$

$$\text{Resistencia del As colocado} = As(mm^2/m) = \frac{As}{s} = \frac{129}{0.2} = 645.000$$

Sustituyendo datos: $\phi Mn = 45.826Kn.m > 30.159(Mu)$ **OK**

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

Art. 5.6.3.3 En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre; M_{cr} y $1.33M_u$;

Para elementos pretensados y no pretensados compuestos se usa la Ec. (5.6.3.3 – 1):

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Para elementos no pretensados monolíticos resulta la ecuación:

$$M_{cr} = \gamma_3 \gamma_1 f_r S_c, \quad f_r = 0.24 \lambda \sqrt{f_c}, \quad S_c = \frac{1}{6} b h^2$$

Sustituyendo datos:

$$f_r = 0.484 \text{ ksi}, \quad S_c = 635.664 \text{ pulg}^3 \text{ y } M_{cr} = 329.574 \text{ kip.pulg} \sim 33.781 \text{ Kn.m}$$

$$\square Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33Mu \end{cases}$$

$$45.826 \geq \text{al menor de } \begin{cases} 33.781 \text{ rige} \\ 40.11 \end{cases} \quad \mathbf{OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados

39.3. Análisis del acero de distribución: por resistencia:

Revisión de que si es adecuada el acero y la separación propuesta para el acero de distribución requerida

Separación teórica:

$$s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{129}{567.145} = 0.227$$

Resistencia del As colocado:

$$As(mm^2/m) = \frac{As}{s} = \frac{129}{0.2} = 645 > 567.145 (As \text{ requerido}) \quad \mathbf{OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados

39.4. Análisis de acero de contracción y temperatura: Por condición de servicio:

Art. 5.10.6 Especifica que la separación máxima permitida no excederá:

- Para todas las demás situaciones, 3 veces el espesor del componente, pero no menor que 0.45m: $S_{max} = 3h = 0.75m$, $S_{min} = 0.45m$

separación teórica:

$$s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{129}{229.032} = 0.563$$

La separación usada en el diseño es de 500mm y está dentro lo permitido:

$$750mm \geq 500mm \geq 450mm \text{ OK}$$

Por resistencia:

Resistencia del As colocado:

$$As(mm^2/m) = \frac{As}{s} = \frac{129}{0.5} = 258 > 229.032(As \text{ requerido}) \text{ OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados

Análisis del refuerzo propuesto en el vuelo de la losa de rodamiento

Como el refuerzo es el mismo que el propuesto en la losa interior del tablero, no requiere análisis ya que este se analizó y ha cumplido con todos sus requisitos solicitados.

40. Análisis de vigas AASTHO tipo VI preesforzada

40.1. Análisis preliminar de resistencia a flexión

Considerando los tendones adherido para poder usar las ecuaciones de acuerdo a la **ACI – 318 Acap. 20.3.2.3** para una estimación del esfuerzo del presfuerzo a nivel de la resistencia nominal se tiene:

$$fps = fpu(1 - \rho p \frac{Yp}{\beta_1} \frac{fpu}{f'c}) \quad \rho p = Aps / (bf \text{ equiva} * dp)$$

$$Yp = 0.28 \text{ para torones de baja relajacion}$$

$$\beta_1 = 0.75 \text{ para } f'c = 6ksi$$

$$\square = 0.9 \text{ para resistencia a flexión}$$

$$\square Mn \geq Mu, \square Mn = \square Aps * fps \left(dp - \frac{a}{2} \right),$$

$$a = \frac{Aps * fps}{0.85 f'c * bf \text{ equiva}}$$

Sustituyendo y calculando se tiene:

$$dp = 1.95, \rho p = 0.00121, fps = 1822.52 \text{ Mpa}, a = 0.126 \text{ m}$$

$$\square Mn = 23419.03 \text{ Kn} > 20548.40 \text{ Kn} (\mathbf{Mu}) \text{ OK}$$

40.2. Análisis preliminar de los esfuerzos permisible Art.5.9.2

$$pi = pp = fpi * ApsT, Pe = fpe * ApsT$$

$$pp = 9698.613, Pe = 7952.86$$

Antes de pérdidas:		
Esfuerzo	En centro del claro	
	fibra superior	fibra inferior
$pp/Ac \text{ (Mpa)} =$	-13.86	-13.86
$pp * e/S \text{ (Mpa)} =$	22.49	-22.74
$MD \text{ viga}/S \text{ (Mpa)} =$	-8.77	8.87
$Total \text{ (Mpa)} =$	-0.14 OK	-27.72 OK
$permisible \text{ (Mpa)} =$	-23.10	1.55
Después de pérdidas:		
Esfuerzo	En centro del claro	
	fibra superior	fibra inferior
$pe/Ac \text{ (Mpa)} =$	-11.36	-11.36
$pe * e/S \text{ (Mpa)} =$	18.44	-18.65
$MD \text{ viga}/S + \text{ otros } M/S' \text{ (Mpa)} =$	-18.92	32.00
$Total \text{ (Mpa)} =$	-11.84 OK	1.99 OK
$permisible \text{ (Mpa)} =$	-24.00	6.34

Tabla 41 Análisis preliminar de los esfuerzos permisible

(-) compresión, (+) tensión

40.3. verificación de excentricidad propuesta

Se calcula la estimación de las excentricidades máximas y mínimas de acuerdo a las ecuaciones de Kern con el fin de corroborar la **e** propuesta anteriormente.¹⁷

¹⁷ Concreto estructural preforzado tomo 2, ING. BASILIO J. CURBELO

Puntos de Kern	apoyo a 0.25 desde extremo de viga	L/4	L/2
$Kt = St/Ac (m) =$	0.49	0.49	0.49
$Kb = Sb/Ac (m) =$	0.48	0.48	0.48
$amin = MD viga/Pp(m) =$	0.00	0.23	0.31
$amax = MT/Pe(m) =$	0.01	1.33	1.77
$elimite t = amax - kt (m) =$	-0.48	0.84	1.29
$elimite b = amin + kb (m) =$	0.48	0.71	0.79
$incremento de elimite t =$ $ftt per * Ac * Kt/Pe (m) =$	-0.27	-0.27	-0.27
$ftb per * Ac * Kb/Pp (m) =$	0.22	0.22	0.22

Tabla 42 verificación de excentricidad propuesta para el preesfuerzo de diseño

Podemos observar que la **e límite inferior** sin aumento debido al esfuerzo permisible, medida del centro de gravedad de la viga hasta el centro de gravedad de los torones de preesfuerzo es igual a 0.79 por lo que estamos en el límite **OK**

40.4. Trazado de los cables (excentricidades)

se proponen las excentricidades de cada uno de los cables al inicio de la viga y al centro del claro de la viga, respetando las separaciones libres y recubrimiento libre de acuerdo al **Art. 5.9.4.1 y Art. 5.10.1** para así tener en aproximación la ecuación que describe la parábola de cada cable.

Distancia x =	0	L/2	L
Y1b(m)=	1.340	0.229	1.340
Y2b(m)=	0.965	0.104	0.965
Y3b(m)=	0.226	0.110	0.226
Y4b(m)=	0.226	0.110	0.226
Centroide=	0.623	0.129	0.623
Excentricidad=	0.297	0.791	0.297

Tabla 43 Propuesta del trazado de los cables de preesfuerzo

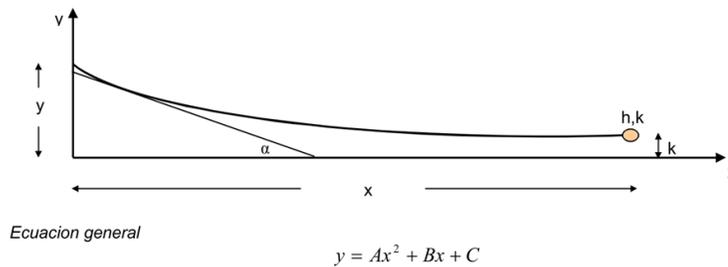


Figura No. 35 Ecuación cuadrática para el trazado de los cables

Con ayuda del software Excel obtenemos los coeficientes A, B Y C de la ecuación cuadrática para cada cable conociendo los 3 puntos por donde pasa cada cable y se tiene:

$y1 = 0.0028X^2 - 0.1111X + 1.34$	A	B	C
	0.0028	-0.1111	1.34
$y2 = 0.0022X^2 - 0.0861X + 0.965$	A	B	C
	0.0022	-0.0861	0.965
$y3 = 0.0003X^2 - 0.01161X + 0.226$	A	B	C
	0.0003	-0.0116	0.226
$y4 = 0.0003X^2 - 0.01161X + 0.226$	A	B	C
	0.0003	-0.0116	0.226

Tabla 44 Ecuaciones cuadráticas para el trazado de los cables

Se obtienen la excentricidad en el apoyo, zona critica de corte a L/4 y L2 que serán de utilidad conocerlas más adelante y se grafican con ayuda de Excel:

% L=	0	0.00625	0.75	1
Distancia x =	0	Apoyo	L/4	L/2
Y1b(m)=	1.340	1.312	0.507	0.229
Y2b(m)=	0.965	0.944	0.319	0.104
Y3b(m)=	0.226	0.223	0.139	0.110
Y4b(m)=	0.226	0.223	0.139	0.110
Centroide=	0.623	0.611	0.252	0.129
Excentricidad=	0.297	0.309	0.668	0.791

Tabla 45 Excentricidades de cada cable a diferentes secciones

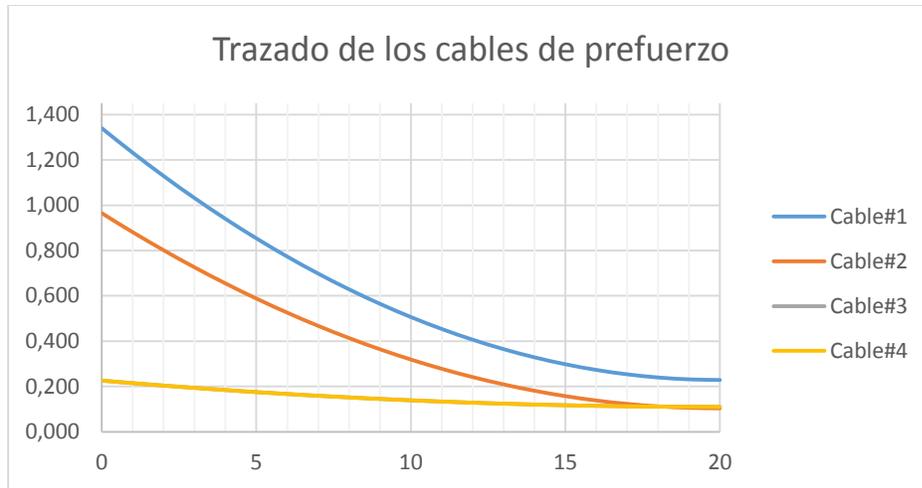


Figura No. 36 Trazado parabólico de los cables de preesfuerzo.

40.5. Análisis de pérdidas en el preesfuerzo

Se estiman las pérdidas de acuerdo al **Art.5.9.3** ya que se asumieron anteriormente.

Las pérdidas totales en elemento postensado se calculan de la siguiente manera:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

Pérdidas instantáneas:

Art. 5.9.3.2.1 Deslizamiento del anclaje (Δf_{pA})

$$\Delta f_{pA} = A * \frac{Ep}{L}, \quad A(6.35mm - 9.53mm)$$

Datos:

$$A = 6.35mm \text{ deslizamiento considerado}, Ep(Mpa) = 196500.228, L = 40m$$

Sustituyendo los datos:

$$\Delta f_{pA}(Mpa) = 31.194$$

Art. 5.9.3.2.2 fricción en los tendones a lo largo del ducto (Δf_{pF})

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$$

Datos:

$$\mu\left(\frac{1}{rad}\right) = 0.250 \text{ factor de rugosidad de tabla}$$

$$a(rad) = 8 * \frac{e.c.c}{L} = 0.158 \quad \text{factor de curvatura del prefuerzo al c. c}$$

$$K\left(\frac{1}{m}\right) = 0.0002 \text{ factor de rugosidad de tabla}$$

$$X = L - 0.25m * 2 = 39.5 \text{ distancia hasta considerar la fricción}$$

$$F_{pj} = f_{pi} (Mpa) = 1424.110$$

Se sustituyen los datos y se tiene:

$$\Delta f_{pF} (Mpa) = 66.002$$

Art. 5.9.3.2.3 Acortamiento elástico del concreto (Δf_{pES})

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Datos:

$$N = 3 \text{ cables iguales}$$

$$n = \frac{E_p}{E_{ci}} = 5.984 \text{ relación modular}$$

$$f_{cgp} = f_{cir} (Mpa) = f_{cir} = \frac{pp}{Ac} + \frac{pp * e^2}{Ixb} + \frac{MD \text{ viga} * e}{Ixb}$$

$$= 41.063 \quad \text{esfuerzo del preesfuerzo antes de pérdidas o en la transferencia}$$

Sustituyendo los datos:

$$\Delta f_{pES} (Mpa) = 81.906$$

Perdidas diferidas:

Art. 5.9.3.3 perdida debido al flujo plástico del concreto, contracción del concreto y relajamiento diferido del tendón (Δf_{pLT})

$$f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

$$\gamma_h = 1.7 - 0.001H$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f_{ci})}$$

Datos:

$$f_{pi}(Ksi) = 206.55$$

$$A_{ps}(in^2) = 10.556$$

$$A'(in^2) = 2204.53$$

$$H(\%) = 70\% \text{ humedad de la zona del puente considerada}$$

$$\Delta f_{pR}(ksi)$$

$$= 2 \text{ perdida por relajamiento de los tendones estab. por AASTHO LRFD}$$

$$\gamma_h = 1.699 \text{ factor de corrección de humedad}$$

$$\gamma_{st} = 0.76 \text{ factor de corrección para resistencia del concreto en la transf.}$$

Sustituyendo los datos:

$$f_{pLT}(Mpa) = 208.559$$

Pérdidas Totales

$$\Delta f_{pT} = 387.662 Mpa \text{ que es } \approx 27\% > 18\% \text{ (pérdidas supuestas)}$$

40.6. Análisis de esfuerzos permisibles final

Se calcula el fpe e pe real y se calculan de nuevos los esfuerzos:

$$Pe(Kn) = f_{pe}' * A_{psT} = 7058.52$$

$$pp(Kn) = 9698.613$$

Esfuerzo	En centro del claro	
	fibra superior	fibra inferior
$pp/Ac (Mpa) =$	-13.86	-13.86
$pp * e/S (Mpa) =$	22.49	0.00
$MD viga/S (Mpa) =$	-8.77	8.87
$Total(Mpa) =$	-0.14 OK	-4.98 OK
$permissible(Mpa) =$	-23.10	1.55
Esfuerzo	En centro del claro	
	fibra superior	fibra inferior
$pe'/Ac (Mpa) =$	-10.08	-10.08
$pe' * e/S (Mpa) =$	16.37	-16.55
$MD viga/S + otros M/S'(Mpa)$ =	-18.92	32.00
$Total(Mpa) =$	-12.64 OK	5.37 OK
$permissible(Mpa) =$	-24.00	6.34

Tabla 46 Análisis de esfuerzos permisibles final

(-) compresión, (+) tensión

40.7. Resistencia nominal del diseño AASTHO LRFD Art. 5.6.3.1

Método aplicable solo Para cuando $fpe \geq 0.5fpu$

$$fpe(Mpa) = 1033.25$$

$$0.5fpu(Mpa) = 930.79 < fpe \text{ OK}$$

Entonces fps se obtiene de la siguiente manera:

$$fps = fpu \left(1 - k \frac{c}{dp} \right), k = 0.28 \text{ para torones de baja relajación}$$

Para un comportamiento en T:

$$C = \frac{Aps fpu + As fs - As' fs' - \alpha f' c (b - bw) hf}{\alpha_1 f' c \beta_1 bw + k Aps \frac{fpu}{dp}}$$

Para un comportamiento Rectangular:

$$C = \frac{Aps fpu + As fs - As' fs'}{0.85 f' c \beta_1 bw + k Aps \frac{fpu}{dp}}$$

Y la resistencia nominal a flexión está dada por:

$$\square Mn = \square [Aps * fps \left(dp - \frac{a}{2} \right) + As * fs \left(ds - \frac{a}{2} \right) - As' * fs' \left(ds' - \frac{a}{2} \right) + \alpha f'c (b - bw) hf \left(\frac{a}{2} - \frac{hf}{2} \right)] \quad a = B1c$$

Considerando que tiene un comportamiento de sección rectangular es decir se comprime solo el área del patín de la sección compuesta tenemos:

Puesto que no hay refuerzo en la sección:

$$As(m^2) = fs(Mpa) = As'(m^2) = fs'(Mpa) = 0$$

$$k = 0.28$$

$$c = \frac{Aps fpu}{0.85 f'c \beta 1 bw + k Aps \frac{fpu}{dp}}$$

Sustituyendo datos para c: $C(m) = 0.174$

Se sustituyen datos para fps y se obtiene:

$$fps(Mpa) = 1815.012$$

$$\square Mn = \square [Aps * fps \left(dp - \frac{a}{2} \right) , a = B1c$$

Se sustituyen los datos y se calcula:

$$a = 0.131 < 0.25m(hf losa) \text{ es rectangular } \mathbf{ok}$$

$$\square Mn = 23308.99Kn > 20548.40Kn(\mathbf{Mu}) \mathbf{OK}$$

40.8. Análisis del preesfuerzo Por condición de servicio:

Sección dúctil

De acuerdo la sección **21.2.2 ACI-318** todo elemento sometido a flexión debe ser dúctil, es decir estar controlado a la tracción, Para tales miembros el acero cederá antes de que el lado de compresión se aplaste y las deflexiones serán grandes, otorgando a los usuarios la advertencia de una falla inminente.

$$\varepsilon_t = \frac{d-c}{c} (0.003) \geq 0.005 \text{ ó } \frac{c}{dt} \leq 0.375$$

Sustituyendo datos: $\varepsilon_t = 0.031 > 0.005$ y $\frac{c}{dt} = 0.089 < 0.375$ **OK**

Revisión del factor de reducción de resistencia por flexión supuesto $\phi=0.9$ de acuerdo **Art. 5.5.4.2**

Usando la ecuación **5.5.4.2-1**: $\phi = 0.75 + 0.25 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{tl} - \varepsilon_{cl}} \right) \leq 1.0$

Sustituyendo datos: $\phi = 3.13 > 1 \therefore \phi = 0.9$ **OK**

La sección es dúctil y el factor de reducción supuesto es correcto

Resistencia del preesfuerzo comparada a la resistencia mínima

Art. 5.6.3.3 En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre; M_{cr} y $1.33M_u$;

Para elementos pretensados y no pretensados compuestos se usa la **Ec. (5.6.3.3 – 1)**:

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

$$\phi Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33M_u \end{cases}$$

$\gamma_3 = 1$ Acero pretensado

$\gamma_2 = 1.1$ preesfuerzo en ducto

$\gamma_1 = 1.6$ Otras estructuras de concreto

$\lambda = 1$ Concreto de peso normal

$f_r(\text{ksi}) = 0.578$

$S_c = Sbx(\text{pulg}^3) = 522.28$

$$S_{nc} = S_{bx'}(\text{pulg}^3) = 744.720$$

$$f_{cpe}(\text{ksi}) = \frac{pe}{A'} + \frac{pe * e}{S_{bx'}} = 2.398$$

= esfuerzo efectivo en concreto debido al prefuerzo efectivo en fibras externas de la sección donde el esfuerzo de tensión es causado por cargas externas

$$M_{dns} = MD \text{ viga} + MD \text{ losa} + MD \text{ diafrag} (\text{kip} - \text{pulg}) = 65863.51$$

momento debido a las cargas muertas actuando en sección no compuesta al C.C

Sustituyendo los datos se tiene:

$$M_{cr}(\text{kip.pulg}) = 21533.330 \approx 2432.939 \text{Kn.m}$$

$$23308.99 \geq \text{al menor de } \begin{cases} 2432.939 \text{rige OK} \\ 27329.378 \end{cases}$$

La sección y el preesfuerzo seleccionado es adecuado

40.9. Análisis de resistencia por corte

Según el ACI, el diseño de las secciones transversales sometidas a cortante debe de basarse en la relación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

La resistencia nominal al cortante, V_n , se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_n = V_c + V_s$$

Según el artículo 22.5.8.3 del ACI, para miembros preesforzados y para un método alternativo se permite tomar V_c como el menor entre V_{ci} y V_{cw} .

La resistencia a flexión-cortante, V_{ci} , debe tomarse como:

$$V_{ci} = 0.005\lambda\sqrt{f'c}b_w * d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$$

Los términos V_i y M_{max} se calculan de la siguiente manera:

$$V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

El momento que produce el agrietamiento por flexión M_{cre} , se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right) (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

Donde el esfuerzo en el Concreto, en la cara inferior debido solamente el preesfuerzo efectivo al centro del claro:

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e * e}{S}$$

Donde el esfuerzo de tracción en la parte inferior de la viga, debido a M_d :

$$f_d = \frac{M_d * y_t}{I}$$

La resistencia nominal al cortante correspondiente al agrietamiento por cortante en el alma se calcula mediante la ecuación:

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.30f_{pc})b_w * d_p + V_p, \quad V_p = p_e * \text{sena}$$

Donde el esfuerzo de compresión debido al prefuerzo efectivo ubicado en el centroide de a la sección transversal:

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_c}$$

Resistencia debido al acero de refuerzo.

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

Verificación por cortante de la Viga Preesforzada tipo VI.

Datos:	
f'c(Mpa)=	40.00
Mu(Kn.m)=	20548.40
Md(Kn.m)=	8344.88
Vu(kN)=	2115.74
Vd(kN)=	835.70
Vi(kN)=	1280.04
Mmax((kN.m)=	12203.52
Vp((kN)=	1112.13
bw=tw(m)=	0.20
dp(m)=	1.95
yt=Ct(m)=	0.91
I(m^4)=	0.31
fpc(Mpa)=	10.08
fpe(Mpa)=	26.66
fd(Mpa)=	20.16
Φ	0.9

Tabla 47 Datos necesarios para el análisis por corte de las vigas AASTHO tipo VI

1) Cálculo de V_{ci} y V_{cw}

- La resistencia a flexión-cortante, V_{ci} debe tomarse como la mayor entre (a) y (b):

$$a) V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'c}t_w * d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$$

$$V_{ci} = 0.05 * 1 * \sqrt{40 \text{ Mpa}} * 0.20\text{m} * 1.95\text{m} * 1000 + \left(+ \frac{1280.04\text{KN} * 3290.360\text{KN.m}}{12203.52\text{KN.m}} \right)$$

$$V_{ci} = 1304.223\text{KN}$$

Donde:

$$\blacksquare M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (0.5\lambda\sqrt{f'c} + f_{pe} - f_d)$$

$$M_{cre} = \left(\frac{0.31\text{m}^4}{0.91\text{m}} \right) (0.5 * 1 * \sqrt{40 \text{ Mpa}} + 26.66\text{Mpa} - 20.16\text{Mpa}) * 1000$$

$$= 3290.360\text{KN.m}$$

- La resistencia nominal al cortante correspondiente al agrietamiento por cortante en el alma se calcula mediante la ecuación:

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'c} + 0.30f_{pc})b_w * d_p + V_p$$

$$V_{cw} = (0.29 * 1 * \sqrt{40 \text{ Mpa}} + 0.30 * 10.08 \text{ Mpa}) * 0.20 \text{ m} * 1.95 \text{ m} * 1000 + 1112.13 \text{ KN}$$

$$V_{cw} = \mathbf{3008.282 \text{ KN}}$$
 mayor entre Vci y Vcw

Componente vertical de la fuerza efectiva de preesfuerzo.

2) Cálculo de acero de refuerzo.

Proponiendo un estribo, de varilla #4, a cada 15cm de espaciamiento.

A_v	129	mm ²
f_{yt}	420	Mpa
d	1.95	m
s	0.15	m

$$V_s = \frac{2 * 129 * 420 \text{ Mpa} * 1.95 \text{ m}}{0.15 \text{ m}} * \frac{1}{1000} = 1409.468 \text{ KN}$$

3) Cálculo de la resistencia nominal al cortante de la sección:

$$V_n = V_c + V_s = 3008.282 \text{ KN} + 1409.468 \text{ KN} = 4417.750 \text{ KN}$$

Según el ACI, el diseño de las secciones transversales sometidas a cortante debe de basarse en la relación:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.90 * 4417.750 \text{ KN} = 3975.975 \text{ KN} \geq 2115.74 \text{ KN} \text{ **CUMPLE**}$$

Colocar refuerzo por corte **#4 @150mm** del eje de apoyo a la zona crítica de corte y luego se puede aumentar; pero no más de **@h/2=@900mm** hasta el centro del claro.

Nota: colocar el primer refuerzo por corte a 50 pulgadas recomendado según **ACI-318-14**

Por lo tanto, se puede decir, que el diseño de la sección es adecuado por cortante.

40.10. Análisis de deflexiones (estado límite de servicio) RNC-07

La deflexión de elementos presforzados es la siguiente:

Deflexión inmediatamente después del preesfuerzo:

$$\Delta i = -\Delta PP + \Delta 0 \quad , \quad \Delta 0 = \Delta D \text{ viga}$$

La deflexión debido al preesfuerzo viene dada:

$$\Delta PP = \frac{1}{8} \frac{p p e L^2}{E c I x}$$

Deflexión final:

$$\Delta f = -\Delta p e - \frac{\Delta p p + \Delta p e}{2} C + (\Delta 0 + \Delta D)(1 + C) + \Delta L$$

$$\Delta D = \Delta D \text{ losa} + \Delta D \text{ diafrag} + \Delta D \text{ bordillo} + \Delta D \text{ baranda} + \Delta D \text{ asfalto}$$

$$\text{Coeficiente de flujo plastico } C = 2.4$$

$$\Delta L = \Delta LL + \Delta PL$$

El cálculo de deflexiones para elementos simplemente apoyados que soportan cargas uniformemente distribuidas viene dada por la siguiente formula:

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{W L^4}{E c I x}$$

Nota: las siguientes deflexiones son analizadas con cargas uniformemente distribuidas

: $\Delta 0, \Delta D \text{ losa}, \Delta D \text{ diafrag}, \Delta D \text{ bordillo}, \Delta D \text{ baranda}, \Delta D \text{ asfalto}$ y ΔPL

Las siguientes deflexiones usan la inercia de la sección compuesta: $\Delta D \text{ bordillo}, \Delta D \text{ baranda}, \Delta D \text{ asfalto}, \Delta PL$ y ΔLL

Para evaluar la deflexión para carga viva será de acuerdo al **Art.3.6.1.3.2:** ΔLL

Sustituyendo datos para conocer la deflexión provocada por el presfuerzo al centro del claro tenemos:

$$\Delta PP = 0.149m, \Delta 0 = 0.053m \quad \Delta i = -0.096m \approx -9.6cm$$

Art.3.6.1.3.2 Cálculo de la deflexión de la carga viva

Con el teorema de barré para un tren de carga en elementos simplemente apoyados y el software sap2000 para el análisis de la deflexión máxima se obtiene que la deflexión máxima es mayor debido al camión de diseño que al 25% del camión de diseño más el carril de diseño dando igual:

$$\Delta LL = 0.037m \leq \Delta \max LL + IM = \frac{L}{1000} = 0.04m \text{ OK}$$

Según **AASHTO LRFD 2017 Art 2.5.2.6.2** para un limitado tráfico de peatonales

Sustituyendo datos para la deflexión final tenemos:

$$\Delta D \text{ losa} = 0.064m$$

$$\Delta D \text{ diafra} = 0.003m$$

$$\Delta D \text{ bordillo} = 0.002m$$

$$\Delta D \text{ baranda} = 0.01m$$

$$\Delta D \text{ asfalto} = 0.001m$$

$$\Delta D = \Delta D \text{ losa} + \Delta D \text{ diafrag} + \Delta D \text{ bordillo} + \Delta D \text{ baranda} + \Delta D \text{ asfalto} = 0.075m$$

$$\Delta pe = \frac{pe}{pp} \Delta pp = 0.108m$$

$$\Delta PL = 0.104m$$

$$\Delta L = \Delta LL + \Delta PL = 0.048m$$

$$\Delta f = -\Delta pe - \frac{\Delta pp + \Delta pe}{2} C + (\Delta 0 + \Delta D)(1 + C) + \Delta LL = 0.083m$$

De acuerdo al **Art .7 RNC-0.7** en el estado límite de servicio la máxima deflexión de una viga no deberá ser mayor que:

$$\Delta \max = \frac{L}{240} + 0.5cm = 17.17cm \approx 0.172m > 0.083m(\Delta f) \text{ OK}$$

Cumple con las deflexiones máximas permitidas **Art .7 RNC-0.7** y **AASHTO LRFD 2017 Art 2.5.2.6.2** por lo tanto el diseño es adecuado.

41. Análisis del dispositivo de apoyo

41.1. Aplicabilidad del método A

$\frac{Si^2}{n} < 16$, para dispositivos rectangulares **Art 14.7.6.1**

$$\frac{8.33^2}{4 + 0.5 + 0.5} = 13.89 < 16 \text{ OK!}$$

41.2. Espesor de capas

Verificación de todas las capas interiores tendrán el mismo grosor y las capas exteriores no tendrán más del 70% del grosor de una capa interior. (**Art 14.7.6.1**)

$$h_{re} \leq 0.7h_{ri}$$

$$h_{re} = 0.7 \times 1.5\text{cm} = 1.05 \text{ cm}$$

$$h_{re} = 1.0 \text{ cm OK!}$$

41.3. Estabilidad

Para asegurar la estabilidad del dispositivo, su grosor total no excederá el menor

$$\text{de } H \leq \frac{L}{3} \quad \text{y} \quad H \leq \frac{W}{3} \quad \text{Art 14.7.6.3.6}$$

$$9 \text{ cm} \leq 16.67 \text{ OK! y } 9 \text{ cm} \leq 16.67\text{cm OK!}$$

41.4. Esfuerzo de compresión por carga total σ_s

En el estado límite de Servicio el esfuerzo en compresión promedio para dispositivos de elastómero rectangulares reforzados con acero cumplirá:

$$\sigma_s \leq 1.25 \text{ GSi} \quad \text{Art 14.7.6.3.2-7}$$

$$77.71 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.25 (9.14\text{kg/cm}^2)(8.33)$$

$$77.71 \text{ kg/cm}^2 \leq 95.21 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

41.5. Refuerzo

El espesor mínimo de refuerzo de acero, h_s , será de 0.0625 *pulg.*, como se especifica en el Artículo 4.5 de AASHTO M 251

$$h_s = 2mm = 0.2cm > 0.138 cm \quad h_s = 2mm \geq 1/16" \text{ OK!} \quad (\text{Art 14.7.5.3.5})$$

41.6. Deformaciones por compresión en el dispositivo (Art. 14.7.6.3.3 y Art. 14.7.5.3.6)

La deflexión por compresión debido a la carga muerta inicial y la carga viva instantánea en una cara interna de un dispositivo de elastómero reforzado con acero en el estado límite de servicio y sin impacto no excederá 0.09hri.

$$\sigma_D = \frac{P_{DC} + P_{DW}}{A}$$

$$\sigma_D = \frac{91.85 \text{ Ton} + 1.95 \text{ Ton}}{2500 \text{ cm}^2} = 37.52 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 0.53 \text{ ksi}$$

$$\sigma_S = 77.71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1.1 \text{ ksi}$$

Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60 utilizando la Fig. C14.7.6.3.3-1

CAPA	CARGA	S	σ (ksi)	ϵ (%)
Interior	Muerta	8.33	0.53	2.5
	Total	8.33	1.1	4.4
Exterior	Muerta	12.5	0.53	1.4
	Total	12.5	1.1	3.4

Tabla 48 Deformaciones por compresión para elastómero dureza 60

41.7. Análisis de deflexiones debido a las cargas

Deflexión por compresión inicial del dispositivo (14.7.5.3.6-1 y 14.7.5.3.6-2)

$$\delta = nh_{ri} \epsilon_{int} + nh_{re} \epsilon_{ext}$$

$$\delta = 4(1.5cm)(0.044) + 2(1.0cm)(0.034)$$

$$\delta = 0.332 \text{ cm}$$

Deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta (14.7.5.3.6-2)

$$\delta_d = nh_{ri} \epsilon_{Dint} + nh_{re} \epsilon_{Dext}$$

$$\delta_d = 4(1.5\text{cm})(0.025) + 2(1.0\text{cm})(0.014) = 0.178 \text{ cm}$$

Deflexión por compresión debido a la carga viva

$$\delta_L = \delta - \delta_d$$

$$\delta_L = 0.332 \text{ cm} - 0.178 \text{ cm} = 0.154 \text{ cm}$$

Deflexión por creep (14.7.5.3.6-3)

$$C_d = 0.35, \text{ para Dureza } 60 \text{ (Tabla 14.7.6.2-1)}$$

$$\delta_{creep} = C_d \delta_d$$

$$\delta_{creep} = (0.35)(0.178\text{cm}) = 0.062 \text{ cm}$$

Deflexión debido al creep y la carga viva (Art C14.7.5.3.6)

Se sugiere una deflexión por carga viva relativa máxima a través de una junta de 1/8". Las juntas sensibles a las deflexiones pueden requerir límites más estrictos (C14.7.5.3.6).

$$\delta_{creep+LL} = \delta_{creep} + \delta_L$$

$$\delta_{creep+LL} = 0.062 \text{ cm} + 0.154\text{cm} = 0.216 \text{ cm}$$

$$\delta_{creep+LL} < 1/8" \text{ OK!}$$

Deflexión por compresión inicial de una capa interior de elastómero

$$\delta_i = \epsilon_{int} h_{ri} < 0.09 h_{ri} \text{ (Art 14.7.6.3.3)}$$

$$\epsilon_{int} < 0.09$$

$$0.044 < 0.09 \text{ OK!}$$

42. Análisis de acero propuesto en estribo

42.1. Análisis del acero en pantalla.

- **Por condición de servicio:**

Sección dúctil

De acuerdo la sección **21.2.2 ACI-318** todo elemento sometido a flexión debe ser dúctil, es decir estar controlado a la tracción, Para tales miembros el acero cederá antes de que el lado de compresión se aplaste y las deflexiones serán grandes, otorgando a los usuarios la advertencia de una falla inminente.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}, c = a / \beta_1, \epsilon_t = \frac{d-c}{c} (0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 92.80mm$, $c = 109.10mm$ y $\epsilon_t = 0.0231 > 0.005$ **OK**

Revisión del factor de reducción de resistencia por flexión supuesto $\phi=0.9$ de acuerdo **Art. 5.5.4.2.**

Usando la ecuación **5.5.4.2-2**: $\phi = 0.75 + 0.15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}} \right) \leq 0.9$

Sustituyendo datos: $\phi = 1.81 > 0.9 \therefore \phi = 0.9$ **OK**

- **Por control de agrietamiento en la distribución del refuerzo**

Art. 5.6.7 Se debe conocer la separación máxima permitida, basada en el control de agrietamiento por distribución del refuerzo para proponer una separación adecuada que este $S_{min} \leq S a usar \leq S_{max}$:

Resultando de las ecuaciones **(5.6.7-1)** y **(5.6.7-2)** según el **Art. 5.6.7** da una separación máxima permitida:

$$s \leq \frac{700 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c, \beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h-dc)}$$

Sustituyendo datos: $s_{max} = 318.60mm$

separación teórica:

$$s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{5.07cm^2}{52.58cm^2} = 96mm$$

Separación mínima:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras =38.1mm
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso=19.05mm
- 38 mm.

La separación colocada es de @250mm que satisface adecuadamente los

Art. 5.6.7 y Art. 5.10.6.

- **Por resistencia:**

Resistencia del acero

Art. 1.3.2 especifica que se debe satisfacer la ecuación **(1.3.2.1-1)**

$$\sum \eta Y_1 Q_1 \leq \phi R_n = R_r \sim \phi Mn \geq Mu \quad \phi Mn = \phi Asfy(d - \frac{a}{2})$$

Resistencia del As colocado=As = 55cm²/cm

Sustituyendo datos: $\phi Mn = 187.86Ton.m > 179.58 Ton m (Mu)$ **OK**

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

Art. 5.6.3.3 En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre; M_{cr} y $1.33M_u$;

Para elementos pretensados y no pretensados compuestos se usa la Ec. **(5.6.3.3 – 1)**:

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Para elementos no pretensados monolíticos resulta la ecuación:

$$M_{cr} = \gamma_3 \gamma_1 f_r S_c, \quad f_r = 0.24 \lambda \sqrt{f_c}, \quad S_c = \frac{1}{6} b h^2$$

Sustituyendo datos:

$$f_r = 0.484 \text{ ksi}, \quad S_c = 10,170.624 \text{ pulg}^3 \text{ y } M_{cr} = 5,273.19 \text{ kip.pulg} = 60.76 \text{ Ton.m}$$

$$\square Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33Mu \end{cases}$$

$$187.86 \text{ Ton m} \geq \text{al menor de } \begin{cases} 60.76 \text{ Ton m rige} \\ 238.84 \text{ Ton m} \end{cases} \quad \mathbf{OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados

Revisión por cortante:

Se verifica además el diseño por cortante en donde la fuerza cortante longitudinal factorada en la pantalla del estribo es: $V_u (\text{pantalla}) = 43.65 \text{ Ton/m}$

La resistencia nominal de cortante V_n , se determinará como el menor valor de:

- $V_n = V_c + V_s \quad (5.7.3.3-1)$

- $V_n = 0.25 f' c b v d v \quad (5.7.3.3-2)$

Siendo:

$$V_c = 0.0316 \beta \lambda \sqrt{f' c} b v d v \quad (5.7.3.3-3)$$

$$\lambda = 1 \quad (5.4.2.8)$$

Se tomará el menor valor de la resistencia nominal de cortante (V_n) para efectuar el cálculo de la resistencia al corte mayorada (V_r), de acuerdo al Arto 5.7.2.1.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f' c} = 92.80 \text{ mm}$$

$$d_e - \frac{a}{2} = 887 - \frac{92.80}{2} = 843 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.0316 * 2 * 1 * \sqrt{4 \text{ ksi}} * 1 * 843 = 106.56 \text{ kip} = 48.43 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} = \frac{5.07 \text{ cm}^2 * \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * 95 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 80.92 \text{ Ton}$$

- $V_n = V_c + V_s = 48.43 + 80.92 = 129.35 \text{ Ton}$

- $V_n = 0.25 * 4 \text{ ksi} * 1 * 843 = 383.20 \text{ kip} = 344.88 \text{ Ton}$

$$V_r = \phi V_n \quad (5.7.2.1-1)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

$$V_r = 0.90 * 129.35 \text{Ton} = 116.42 \text{Ton}$$

$$V_u \leq V_r$$

$$43.65 \text{Ton} \leq 116.42 \text{Ton} \quad \mathbf{OK}$$

Ok, la sección es adecuada por cortante.

42.2. Análisis del acero en parapeto:

- **Por condición de servicio:**

Sección dúctil

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c * b}, c = a / \beta_1, \epsilon_t = \frac{d-c}{c} (0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 19.80 \text{mm}$, $c = 23.30 \text{mm}$ y $\epsilon_t = 0.042 > 0.005 \quad \mathbf{OK}$

$$\square = 0.75 + 0.15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}} \right) \leq 0.9 \quad \square = 2.75 > 0.9 \quad \therefore \square = 0.9 \quad \mathbf{OK}$$

- **Por control de agrietamiento en la distribución del refuerzo**

$$S_{min} \leq S \text{ a usar} \leq S_{max}$$

$$S_{max} = 281.4 \text{mm} \quad s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{1.27 \text{cm}^2}{11.24 \text{cm}^2} = 113 \text{mm}$$

Separación mínima:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras = 19.05mm
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso = 19.05mm
- 38 mm.

La separación colocada es de @250mm que satisface adecuadamente los

Art. 5.6.7 y Art. 5.10.6.

- **Por resistencia:**

Resistencia del acero

$$\square Mn = \square Asfy(d - \frac{a}{2}) \quad As = 15cm^2/cm$$

$$\square Mn = 19.28Ton.m > 14.44 Ton m(Mu) \textbf{OK}$$

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

$$fr = 0.484 \text{ ksi}, S_c = 1627.30 \text{ pulg}^3 \text{ y } M_{cr} = 527.32 \text{ kip.pulg} = 6.08 \text{ Ton.m}$$

$$\square Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33Mu \end{cases} \quad 19.28Ton m \geq \text{al menor de } \begin{cases} 6.08Ton m \text{ rige} \\ 19.21Ton m \end{cases} \textbf{OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados

Revisión por cortante:

$$Vu \text{ (parapeto)} = 6.22 \text{ Ton/m}$$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c} = 19.80mm$$

$$de - \frac{a}{2} = 293.65mm - \frac{19.80}{2} = 285.28mm$$

$$Vc = 0.0316 * 2 * 1 * \sqrt{4ksi} * 1 * 285 = 36.06kip = 16.39Ton$$

$$Vs = \frac{Av * fy * d}{s} = \frac{1.27cm^2 * \frac{4200kg}{cm^2} * 35cm}{25cm} = 7.47 \text{ Ton}$$

- $Vn = Vc + Vs = 16.39 + 7.47 = 23.86 \text{ Ton}$
- $Vn = 0.25 * 4ksi * 1 * 285 = 285kip = 129.67Ton$

$$V_r = \phi V_n \quad (5.7.2.1-1)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

$$V_r = 0.90 * 23.86Ton = 21.47Ton$$

$$V_u \leq V_r$$

$$6.22Ton \leq 21.47Ton \textbf{OK}$$

Ok, la sección es adecuada por cortante

42.3. Análisis del acero en talón de zapata:

- Por condición de servicio:

Sección dúctil

$$a = \frac{As*fy}{0.85f'c*b}, c = a/\beta_1, \epsilon_t = \frac{d-c}{c}(0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 50.30mm$, $c = 59.20mm$ y $\epsilon_t = 0.069 > 0.005$ **OK**

$$\phi = 0.75 + 0.15\left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}}\right) \leq 0.9 \quad \phi = 4.11 > 0.9 \therefore \phi = 0.9$$
 OK

- Por control de agrietamiento en la distribución del refuerzo

$$S_{min} \leq S \text{ a usar} \leq S_{max}: \quad S_{max} = 279.2mm \quad s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{2.85cm^2}{28.50cm^2} = 100mm$$

Separación mínima:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras =28.6mm
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso=19.05mm
- 38 mm.

La separación colocada es de @250mm que satisface adecuadamente los **Art. 5.6.7 y Art. 5.10.6.**

- Por resistencia:

Resistencia del acero

$$\phi Mn = \phi Asfy\left(d - \frac{a}{2}\right) \quad As = 15cm^2/cm$$

$$\phi Mn = 79.37Ton.m > 48.90Ton.m(Mu)$$
 OK

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

$$fr = 0.484 \text{ ksi}, S_c = 22,883.90 \text{ pulg}^3 \text{ y } M_{cr} = 7415.43 \text{ kip.pulg} = 85.44 \text{ Ton.m}$$

$$\phi Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33Mu \end{cases}$$

$$79.37Ton.m \geq \text{al menor de } \begin{cases} 85.44Ton.m \\ 65.03Ton.m \text{ rige} \end{cases}$$
 OK

La separación y el acero colocado son adecuados

Revisión por cortante:

$$V_u = 17.86 \text{ Ton}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c} = 50.03 \text{ mm} \quad d_e - \frac{a}{2} = 1340 \text{ mm} - \frac{50}{2} = 1315 \text{ mm}$$

$$V_c = 0.0316 \cdot 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{4 \text{ ksi}} \cdot 1 \cdot 1315 = 166.26 \text{ kip} = 75.57 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} = \frac{2.85 \text{ cm}^2 \cdot \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \cdot 143 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 68.47 \text{ Ton}$$

- $V_n = V_c + V_s = 75.57 + 68.47 = 144.04 \text{ Ton}$

- $V_n = 0.25 \cdot 4 \text{ ksi} \cdot 1 \cdot 1315 = 1315 \text{ kip} = 538 \text{ Ton}$

$$V_r = \phi V_n \quad (5.7.2.1-1)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

$$V_r = 0.90 \cdot 144.04 \text{ Ton} = 129.63 \text{ Ton}$$

$$V_u \leq V_r$$

$$17.86 \text{ Ton} \leq 129.63 \text{ Ton} \quad \mathbf{OK}$$

Ok, la sección es adecuada por cortante.

42.4. Análisis del acero en punta de zapata:

- **Por condición de servicio:**

Sección dúctil

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}, \quad c = a / \beta_1, \quad \epsilon_t = \frac{d-c}{c} (0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 68.20 \text{ mm}$, $c = 80 \text{ mm}$ y $\epsilon_t = 0.050 > 0.005 \quad \mathbf{OK}$

$$\lambda = 0.75 + 0.15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}} \right) \leq 0.9 \quad \lambda = 3.17 > 0.9 \quad \therefore \lambda = 0.9 \quad \mathbf{OK}$$

- **Por control de agrietamiento en la distribución del refuerzo**

$$S_{min} \leq S \text{ a usar} \leq S_{max}$$

$$S_{max} = 279.2 \text{ mm} \quad s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{2.85 \text{ cm}^2}{38 \text{ cm}^2} = 74 \text{ mm}$$

Separación mínima:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras =28.6mm
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso=19.05mm
- 38 mm.

La separación colocada es de @250mm que satisface adecuadamente los

Art. 5.6.7 y Art. 5.10.6.

- **Por resistencia:**

Resistencia del acero

$$A_s = 40.00 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad \square Mn = 210.32 \text{ Ton} \cdot \text{m} > 203.27 \text{ Ton} \cdot \text{m} (Mu) \text{ OK}$$

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

$$fr = 0.484 \text{ ksi}, S_c = 22,883.90 \text{ pulg}^3 \text{ y } M_{cr} = 7415.43 \text{ kip} \cdot \text{pulg} = 85.44 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\square Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33Mu \end{cases} \quad 210.32 \text{ Ton} \cdot \text{m} \geq$$

$$\text{al menor de } \begin{cases} 85.44 \text{ Ton} \cdot \text{m rige} \\ 270.35 \text{ Ton} \cdot \text{m} \end{cases} \text{ OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados.

Revisión por cortante

$$Vu = 87.16 \text{ Ton}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c} = 68.20 \text{ mm} \quad de - \frac{a}{2} = 1340 \text{ mm} - \frac{68}{2} = 1307 \text{ mm}$$

$$Vc = 0.0316 * 2 * 1 * \sqrt{4 \text{ ksi}} * 1 * 1307 = 165 \text{ kip} = 75.13 \text{ Ton}$$

$$Vs = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{s} = \frac{2.85 \text{ cm}^2 * \frac{4200 \text{ kg}}{\text{cm}^2} * 143 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 68.47 \text{ Ton}$$

- $Vn = Vc + Vs = 75.13 + 68.47 = 143.60 \text{ Ton}$
- $Vn = 0.25 * 4 \text{ ksi} * 1 * 1307 = 1307 \text{ kip} = 534.95 \text{ Ton}$

$$V_r = 0.90 * 143.60 \text{ Ton} = 129.24 \text{ Ton}$$

$$87.16 \text{ Ton} \leq 129.24 \text{ Ton} \text{ OK}$$

Ok, la sección es adecuada por cortante.

42.5. Análisis de muro de ala.

Análisis del acero en pantalla:

- **Por condición de servicio:**

Sección dúctil

$$a = \frac{As*fy}{0.85f'c*b}, c = a/\beta_1, \epsilon_t = \frac{d-c}{c}(0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 37.20mm$, $c = 43.80mm$ y $\epsilon_t = 0.048 > 0.005$ **OK**

$$\square = 0.75 + 0.15\left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}}\right) \leq 0.9 \quad \square = 3.07 > 0.9 \therefore \square = 0.9$$
 OK

- **Por control de agrietamiento en la distribución del refuerzo**

$S_{min} \leq S$ a usar $\leq S_{max}$:

$$S_{max} = 448.70mm \quad s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{5.07cm^2}{21.09cm^2} = 240mm$$

Separación mínima:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras =38.1mm
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso=19.05mm
- 38 mm.

La separación colocada es de @250mm que satisface adecuadamente los

Art. 5.6.7 y Art. 5.10.6.

- **Por resistencia:**

Resistencia del acero

$$\square Mn = \square Asfy\left(d - \frac{a}{2}\right) \quad As = 25cm^2/cm$$

$$\square Mn = 69.12Ton.m > 58.31Ton.m(Mu)$$
 OK

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

$$fr = 0.484 \text{ ksi}, S_c = 6509.19 \text{ pulg}^3 \text{ y } M_{cr} = 3374.84 \text{ kip.pulg} = 38.88 \text{ Ton.m}$$

$$\square Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33Mu \end{cases}$$

$$69.12 \text{Ton m} \geq \text{al menor de } \begin{cases} 38.88 \text{Ton m rige} \\ 77.55 \text{Ton m} \end{cases} \quad \mathbf{OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados

Revisión por cortante

$$Vu = 19.97 \text{Ton}$$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c} = 37.20 \text{mm} \qquad de - \frac{a}{2} = 687 \text{mm} - \frac{37.20}{2} = 658.95 \text{mm}$$

$$Vc = 0.0316 * 2 * 1 * \sqrt{4 \text{ksi}} * 1 * 658.95 = 83.29 \text{kip} = 37.86 \text{Ton}$$

$$Vs = \frac{Av \cdot fy \cdot d}{s} = \frac{5.07 \text{cm}^2 * \frac{4200 \text{kg}}{\text{cm}^2} * 75 \text{cm}}{25 \text{cm}} = 63.88 \text{Ton}$$

- $Vn = Vc + Vs = 37.86 + 63.88 = 101.74 \text{Ton}$
- $Vn = 0.25 * 4 \text{ksi} * 1 * 658.95 = 658.95 \text{kip} = 299.57 \text{Ton}$

$$Vr = \phi Vn \qquad (5.7.2.1-1)$$

$$\phi = 0.90 \qquad (5.5.4.2)$$

$$Vr = 0.90 * 101.74 \text{Ton} = 91.57 \text{Ton}$$

$$19.97 \text{Ton} \leq 91.57 \text{Ton} \quad \mathbf{OK}$$

Ok, la sección es adecuada por cortante

42.6. Análisis del acero en talón de zapata:

- **Por condición de servicio:**

Sección dúctil

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b}, \quad c = a / \beta_1, \quad \epsilon_t = \frac{d-c}{c} (0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 25.60 \text{mm}$, $c = 30.10 \text{mm}$ y $\epsilon_t = 0.0069 > 0.005 \quad \mathbf{OK}$

$$\square = 0.75 + 0.15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}} \right) \leq 0.9 \qquad \square = 4.11 > 0.9 \quad \therefore \square = 0.9 \quad \mathbf{OK}$$

- **Por control de agrietamiento en la distribución del refuerzo**

$$S_{min} \leq S \text{ a usar} \leq S_{max}$$

$$s_{max} = 247.20mm \quad s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{2.85cm^2}{10.36cm^2} = 200mm$$

Separación mínima:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras =28.6mm
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso=19.05mm
- 38 mm.

La separación colocada es de @200mm que satisface adecuadamente los **Art. 5.6.7 y Art. 5.10.6.**

- **Por resistencia:**

Resistencia del acero

$$\square Mn = \square Asfy(d - \frac{a}{2}) \quad As = 15.00cm^2/cm$$

$$\square Mn = 40.38Ton.m > 28.03 Ton m(Mu) \quad \mathbf{OK}$$

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

$$fr = 0.484 ksi, S_c = 6509.19 pulg^3 y M_{cr} = 2109.28 kip.pulg = 24.30 Ton.m$$

$$\square Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33Mu \end{cases} \quad 40.38Ton m \geq$$

$$\text{al menor de } \begin{cases} 24.30Ton m \\ 37.28Ton m \text{ rige} \end{cases} \quad \mathbf{OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados.

Revisión por cortante

$$Vu = 46.15Ton$$

$$a = \frac{As*fy}{0.85*f'c} = 25.60mm \quad de - \frac{a}{2} = 640.48mm - \frac{25.60}{2} = 627.68mm$$

$$Vc = 0.0316 * 2 * 1 * \sqrt{4ksi} * 1 * 627.68 = 79.34kip = 36.06Ton$$

$$Vs = \frac{Av*fy*d}{s} = \frac{2.85cm^2 * \frac{4200kg}{cm^2} * 73cm}{20cm} = 43.69 Ton$$

- $Vn = Vc + Vs = 36.06 + 43.69 = 79.75 Ton$
- $Vn = 0.25 * 4ksi * 1 * 627.68 = 627.68kip = 256.78Ton$

$$V_r = 0.90 * 79.75 \text{Ton} = 71.78 \text{Ton}$$

$$46.15 \text{Ton} \leq 71.78 \text{Ton} \text{ OK}$$

Ok, la sección es adecuada por cortante

42.7. Análisis del acero en punta de zapata:

- **Por condición de servicio:**

Sección dúctil

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c * b}, c = a / \beta_1, \epsilon_t = \frac{d-c}{c} (0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 25.60 \text{mm}$, $c = 30.10 \text{mm}$ y $\epsilon_t = 0.063 > 0.005 \text{ OK}$

$$\square = 0.75 + 0.15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}} \right) \leq 0.9 \quad \square = 4.11 > 0.9 \therefore \square = 0.9 \text{ OK}$$

- **Por control de agrietamiento en la distribución del refuerzo**

$$S_{min} \leq S \text{ a usar} \leq S_{max} \quad S_{max} = 279.2 \text{mm} \quad s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{2.85 \text{cm}^2}{8.30 \text{cm}^2} =$$

200mm

Separación mínima:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras = 28.6mm
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso = 19.05mm
- 38 mm.

La separación colocada es de @200mm que satisface adecuadamente los **Art. 5.6.7 y Art. 5.10.6.**

- **Por resistencia:**

Resistencia del acero

Art. 1.3.2 especifica que se debe satisfacer la ecuación **(1.3.2.1-1)**

$$A_s = 15.00 \text{cm}^2/\text{cm} \quad \square Mn = 40.38 \text{Ton.m} > 22.53 \text{Ton.m} (Mu) \text{ OK}$$

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

$$f_r = 0.484 \text{ksi}, S_c = 22883.90 \text{ pulg}^3 \text{ y } M_{cr} = 7415.43 \text{ kip.pulg} = 85.44 \text{Ton.m}$$

$$\square Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33Mu \end{cases} \quad 40.38Ton\ m \geq$$

$$\text{al menor de } \begin{cases} 85.44Ton\ m \\ 29.96Ton\ m\ \text{rige} \end{cases} \quad \mathbf{OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados.

Revisión por cortante

$$Vu = 59.43Ton$$

$$a = \frac{As*fy}{0.85*f'c} = 25.60mm \quad de - \frac{a}{2} = 640.48mm - \frac{25.60}{2} = 626.52mm$$

$$Vc = 0.0316 * 2 * 1 * \sqrt{4ksi} * 1 * 626.52 = 79.19kip = 35.99Ton$$

$$Vs = \frac{Av*fy*d}{s} = \frac{2.85cm^2 * \frac{4200kg}{cm^2} * 73cm}{20cm} = 43.69\ Ton$$

- $Vn = Vc + Vs = 35.99 + 43.69 = 79.68\ Ton$
- $Vn = 0.25 * 4ksi * 1 * 626.52 = 626.52kip = 256.30Ton$

$$Vr = \phi Vn \quad (5.7.2.1-1)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

$$Vr = 0.90 * 79.68Ton = 71.71Ton$$

$$Vu \leq Vr$$

$$59.43Ton \leq 71.71Ton \quad \mathbf{OK}$$

Ok, la sección es adecuada por cortante

43. Análisis del refuerzo propuesto en la losa de aproximación

43.1. Análisis del acero de refuerzo positivo:

Por condición de servicio:

Sección dúctil

De acuerdo la sección **21.2.2 ACI-318** todo elemento sometido a flexión debe ser dúctil, es decir estar controlado a la tracción, Para tales miembros el acero cederá antes de que el lado de compresión se aplaste y las deflexiones serán grandes, otorgando a los usuarios la advertencia de una falla inminente.

$$a = \frac{As*fy}{0.85f'c*b} , c = a/\beta_1 , \epsilon_t = \frac{d-c}{c} (0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 41.765mm$, $c = 49.135mm$ y $\varepsilon_t = 0.0117 > 0.005$ **OK**

$$\phi = 0.75 + 0.15 \left(\frac{\varepsilon_t - \varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{tl} - \varepsilon_{cl}} \right) \leq 0.9 \quad \text{Sustituyendo} \quad \text{datos: } \phi = 1.23 > 0.9 \therefore \phi = 0.9 \text{ OK}$$

Control de agrietamiento por la distribución del refuerzo

Art. 5.6.7 Se debe conocer la separación máxima permitida, basada en el control de agrietamiento por distribución del refuerzo para proponer una separación adecuada que este $S_{min} \leq S \text{ a usar} \leq S_{max}$:

Resultando de las ecuaciones **(5.6.7-1)** y **(5.6.7-2)** según el **Art. 5.6.7** da una separación máxima permitida:

$$s \leq \frac{700 Y_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c, \beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h-dc)}$$

Sustituyendo datos: $s_{max} = 240.231mm$

Separación teórica:

$$s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{284}{2319.964} = 0.122$$

Separación mínima:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras =28.65mm
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso=19.05mm
- 38 mm.

La separación colocada es de @120mm que satisface adecuadamente los

Art. 5.6.7 y Art. 5.10.6.

por resistencia:

Resistencia del acero

Art. 1.3.2 especifica que se debe satisfacer la ecuación **(1.3.2.1-1)**

$$\sum \eta Y_1 Q_1 \leq \phi R_n = R_r \sim \phi Mn \geq Mu \quad \phi Mn = \phi Asfy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{Resistencia del As colocado} = A_s (\text{mm}^2 / \text{m}) = \frac{A_s}{s} = \frac{284}{0.12} = 2366.67$$

Sustituyendo datos: $\square Mn = 196.425 \text{Kn.m} > 192.910 (Mu) \text{ OK}$

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

Art. 5.6.3.3 En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre; M_{cr} y $1.33M_u$;

Para elementos pretensados y no pretensados compuestos se usa la E_c . (5.6.3.3 – 1):

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Para elementos no pretensados monolíticos resulta la ecuación:

$$M_{cr} = \gamma_3 \gamma_1 f_r S_c, \quad f_r = 0.24 \lambda \sqrt{f_c}, \quad S_c = \frac{1}{6} b h^2$$

Sustituyendo datos:

$$f_r = 0.484 \text{ksi}, \quad S_c = 915.356 \text{ pulg}^3 \text{ y } M_{cr} = 474.587 \text{ kip.pulg} \sim 48.645 \text{ Kn.m}$$

$$\square Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33M_u \end{cases} \quad 196.425 \geq \text{al menor de } \begin{cases} 48.645 \text{ rige} \\ 256.571 \end{cases} \text{ OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados

43.2. Análisis del acero de distribución:

por resistencia:

revisión de que si es adecuada el acero y la separación propuesta para el acero de distribución requerida

separación teórica:

$$s = \frac{A_{varilla}}{A_s \text{ req}} = \frac{199}{349.314} = 0.570$$

Resistencia del As colocado:

$$As(mm^2/m) = \frac{As}{s} = \frac{199}{0.5} = 398 > 349.314(As \text{ requerido}) \text{ OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados.

43.3. Análisis de acero de contracción y temperatura:

Por condición de servicio:

Art. 5.10.6 Especifica que la separación máxima permitida no excederá:

- Para todas las demás situaciones, 3 veces el espesor del componente, pero no menor que 0.45m: $S_{max} = 3h = 0.90m$, $S_{min} = 0.45m$

Separación teórica:

$$s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{129}{229.032} = 0.563$$

$$0.90m \geq 500mm \geq 450mm \text{ OK}$$

Por resistencia:

Resistencia del As colocado:

$$As(mm^2/m) = \frac{As}{s} = \frac{129}{0.5} = 258 > 229.032(As \text{ requerido}) \text{ OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados

43.4. Análisis de resistencia al corte

Según el **Art.5.7.3.3** $\phi V_n > Vu$ donde:

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 0.0316\beta\lambda\sqrt{f'c}b_v d_v + 0 + 0$$

ya que $V_s = 0$ por no contar refuerzo de corte de acuerdo al **Art.5.7.2.3**

$$\phi V_n = \phi 0.0316\beta\lambda\sqrt{f'c}b_v d_v$$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\epsilon_s} + \frac{51}{39 + S_{xe}}$$

$$\epsilon_s = \frac{\frac{Mu}{d_v} + Vu}{E_s As} \quad S_{xe} = S_x * \frac{1.38}{a_g + 0.63}$$

Donde:

$$\lambda = 1$$

$$b_v = 39.37 \text{ pulgadas}$$

$$d_v = 9.47 \text{ pulgadas}$$

$$a_g = 0.75 \text{ pulgadas}$$

$$E_s = 29000 \text{ ksi}$$

$$Vu = 19.566 \text{ Ton} \sim 43.14 \text{ kips}$$

$$Mu(+) = 21.684 \text{ T.m} \sim 1882.06 \text{ kip.pulg} \quad As = 3.67 \text{ pulg}^2$$

$S_x = dv$ o menor distancia entre capas de refuerzos pero

no menos que 12 pulgadas ni mas que 80 pulgadas, $S_x = 12$ pulgadas

Sustituyendo datos tenemos:

$$S_{xe} = 12 * \frac{1.38}{0.75+0.63} = 12 \text{ pulgadas}$$

$$\epsilon_s = \frac{\frac{1882.06 \text{ kip.pulg}}{9.74 \text{ pulg}} + 43.14 \text{ kip}}{29000 \text{ ksi} * 3.67 \text{ pulg}^2} = 0.0023$$

$$\beta = \frac{4.8}{1+750*0.0023} + \frac{51}{39+12} = 2.77$$

$$\square V_n = 0.75 * 0.0316 * 2.77 * 1 * \sqrt{4000} * 39.37 * 9.47 = 49.38 \text{ kips} >$$

43.14 kips(Vu) **ok**

La sección propuesta es adecuada para resistir punzonamiento debido a las cargas de ejes de ruedas del camión de diseño

44. Conclusiones

La ingeniería de puentes es la aplicación de muchas ramas de la ingeniería civil como: estructuras, hidráulica, hidrología, suelos, topografía etc.; logrando que el diseñador adquiriera varios conocimientos, pero a su vez implica grandes riesgos cuando no se tiene una norma, código, o reglamento a seguir; siendo estos los que dan los requerimientos mínimos basados en experiencias y procesos de experimentación los cuales son muy necesarios tenerlos en cuenta para el diseño. Las especificaciones AASHTO LRFD presentan una metodología muy estricta y contempla una serie de parámetros que deben ser cumplidos para lograr un diseño confiable, en este caso basado en la norma, se utilizaron los parámetros correspondientes en cada parte del diseño de la estructura del puente y se obtuvieron resultados que cumplieron con dichos parámetros. Por lo tanto, se puede decir que el diseño del puente, es adecuado.

Se logró obtener adecuadamente las cargas junto con la carga viva generada por el camión de diseño HS20-44+30% que rigen el diseño para cada elemento estructural que compone el puente Caño silva:

- El momento positivo ($M_u=7.101\text{Ton.m}$) y negativo ($M_u=3.390\text{Ton.m}$) máximos mayorados para el diseño de la losa de rodamiento.
- El momento positivo máximo ($M_u=21.684\text{Ton}$) y cortante ($V_u=19.566\text{Ton}$) máximo mayorados para el diseño de la losa de aproximación.
- El momento positivo máximo ($M_u=2309.733\text{Ton}$) y cortante ($V_u=215.746\text{Ton}$) máximo mayorados para el diseño de las vigas AASHTO tipo VI crítica (viga exterior).
- El cortante ($V_u=194.28\text{ Ton}$) máximo sin mayorar para el diseño de los dispositivos de apoyos para la correcta transmisión de las cargas.
- Los momentos y cortantes máximos para el diseño de la estabilidad del estribo y los momentos máximos para el diseño del estribo.

Resumen de Cortantes y Momentos Máximos para la Estabilidad del Estribo				
COMBINACIÓN	Cortantes Horizontales, HU (Ton)	Cortantes Verticales, VU (Ton)	Momentos Horizontales, MHU (Ton m)	Momentos Verticales, MVU (Ton m)
RESISTENCIA Ia	55.81	112.62	255.43	570.04
RESISTENCIA Ib	55.81	220.81	255.43	1045.45
EV. EXTREMO I	45.20	141.45	336.52	697.99
SERVICIO I	53.14	158.43	405.82	766.85

Resumen de Cortantes y Momentos Máximos para el Diseño del Estribo								
COMBINACIÓN	En la Base del Muro de Respaldo		En la Base del Cuerpo del Estribo		En el Talón de la Zapata		En la Punta de la Zapata	
	Cortante de Diseño, Vu (ton)	Momento de Diseño, Mu (Ton m)	Cortante de Diseño, Vu (ton)	Momento de Diseño, Mu (Ton m)	Cortante de Diseño, Vu (ton)	Momento de Diseño, Mu (Ton m)	Cortante de Diseño, Vu (ton)	Momento de Diseño, Mu (Ton m)
RESISTENCIA Ia	4.43	12.44	35.28	137.51	0.59	13.78	58.52	140.40
RESISTENCIA Ib	6.22	14.44	43.65	179.58	3.61	12.09	87.16	159.32
EV. EXTREMO I	2.35	8.47	34.26	149.42	17.87	48.90	81.51	203.27
SERVICIO I	8.04	15.84	41.83	211.34	31.68	78.59	101.16	261.80

Nota: entiéndase por diseño a propuesta de refuerzo, dimensiones, preesfuerzo y otros criterios de diseñador.

Se analizó el comportamiento de cada sección, refuerzo y preesfuerzo propuesto en cada elemento estructural que compone el puente Caño Silva con los requerimientos mínimos establecidos en la **AASHTO LRFD 2017**, **ACI-318-14**, **RNC-07** y Libros de la bibliografía usada en el documento.

El análisis que se hizo por cada elemento fue análisis por resistencia y análisis por condición de servicio, resultando satisfactorio ya que estos cumplían con los requerimientos mínimos como: las dimensiones mínimas, las resistencias mínimas sea a momento o corte, las deflexiones mínimas y la correcta distribución de la armadura siendo esta pretensada para las vigas AASHTO tipo VI y reforzada para el resto de elementos.

Una vez obtenido un análisis satisfactorio se propuso el diseño final del puente Caño Silva, la superestructura está compuesto por los siguientes elementos:

- Losa de rodamiento diseñada por el método de análisis de aproximación estipulado en el **capítulo 4 AASHTO LRFD 2017** dando como propuesta final: dimensiones de 40metros de longitud larga y con una longitud corta de 13.25m, y espesor de 0.25m con 4 capas de refuerzo:

Dos capas Perpendiculares al tráfico #5 @200mm (+) y #4 @200mm (-) y dos capas paralelo al tráfico #4 @200mm (Distribución) y #4 @500mm (Temperatura).

- Losa de aproximación diseñada de acuerdo a las especificaciones en el **capítulo 12 AASTHO LRFD 2017** dando como propuesta final: con 5m de longitud larga y con una longitud corta de 8.4m, y un espesor de 0.3m con 4 capas de refuerzo: dos capas Perpendiculares al tráfico #6 @120mm y #4 @500mm y dos capas paralelo al tráfico #5 @500mm y #5 @500mm.
- Las vigas AASTHO tipo VI diseñadas por método LRFD con las dimensiones de la misma establecidas y con 69 torones no adherentes como preesfuerzo distribuido en 4 cables o ductos; el cable#1 con 12 torones y el resto con 19 torones, con trazado parabólico por ser preesforzado por método postensado y refuerzo de confinamiento o estribos# 5 @15cm.
- Para el diseño del estribo del puente se utilizó un enfoque pseudo-estático de Mononobe Okabe con el objetivo de encontrar los empujes dinámicos del suelo, los cuales son influyentes en el diseño final del refuerzo del estribo, dando como resultado que el estribo será de concreto reforzado con una altura total 11.50 m, la zapata tendrá un espesor de 1.50 m y 7.50 m de ancho, la distribución del acero será: $\emptyset 1/2'' @ 0.25$ para el acero principal y transversal del parapeto, $\emptyset 1'' @ 0.25$ m para el acero principal de la pantalla; $\emptyset 5/8'' @ 0.25$ m en sentido perpendicular al acero principal de la pantalla, la parte superior e inferior de la zapata tendrán acero principal y transversal de $\emptyset 3/4'' @ 0.25$ m; en cuanto a los muros de ala tendrán la siguiente distribución: $\emptyset 1'' @ 0.25$ m para el acero principal de la pantalla; $\emptyset 5/8'' @ 0.25$ m en sentido perpendicular al acero principal, la parte superior e inferior de la zapata tendrán acero principal y transversal de $\emptyset 3/4'' @ 0.25$ m, y debido a las características del suelo, se dispondrá de un tipo de cimentación profunda(pilotes), 6 por cada estribo, dispuestos a una separación de 4.50m transversalmente y 6.00m longitudinalmente;

empotrados en la zapata 1.30m, con lo cual se pretende cubrir toda el área de zapata, el acero de refuerzo consistirá en varillas \emptyset 1" @15cm, confinadas por un estribo en espiral \emptyset 1/2", y con bastones \emptyset 1" como parte del encepado.

- Apoyo elastoméricos con refuerzo de acero, diseñado por el método A, establecido en el **capítulo 14.7.6 AASHTO LRFD 2017**, resultando un apoyo con sección de 50 cm de largo y 50 cm de ancho, con una altura de 9 cm; en el que se incluyen 4 capas de acero de refuerzo de 0.2 cm de espesor.

El uso del software Excel para la programación de los cálculos necesarios para el diseño, resulto exitoso y de gran utilidad por su gran versatilidad y muy útil para rápidas correcciones y brindar diferentes propuestas de diseños.

Los planos estructurales realizados están de acuerdo a los materiales considerados en el diseño, los cuales son de uso común en nuestro país y las recomendaciones efectuadas en los diferentes estudios complementarios de ingeniería (mecánica de suelos y de hidrotecnia).

45. Recomendaciones

Tener en cuenta las actualizaciones que se vienen dando en los códigos o normas ya que toma en cuenta muchas condiciones esenciales para el diseño y nos permite tener la mejor aproximación a condiciones reales.

Nuestro país no cuenta con una norma o reglamento propios que pueda ser usado para para el diseño estructural de puentes. Por lo mismo se recomienda usar como código y especificaciones de diseño las normas AASHTO-LRFD, sin embargo, sería de mucha importancia que se establezca un código para el diseño de puentes mediante la colaboración de autoridades, profesionales, investigadores, estudiantes, donde dicho código de adapte a nuestra realidad.

Se recomienda constar con una correcta y disciplinada base de conocimientos básicos de todo lo que es la rama de estructuras de la carrera de ingeniería civil, para el diseño de obras de paso como lo son los puentes.

Se recomienda que se cumpla con todo el programa de clases de análisis estructural, específicamente con el tema de líneas de influencia que es esencial para el diseño de puentes. Además; ampliación del tema de líneas de influencias a elementos hiperestáticos.

También se recomienda, la disposición de las correspondientes autoridades, a la implementación de visitas de campo obligatorias, a proyectos de tal envergadura, como lo son los puentes; donde constantemente se hace uso de nuevas tecnologías, ligadas a la construcción.

Becas de cursos de software estructurales aquellos estudiantes destacados y con ganas de adentrarse más en la ingeniería estructural.

46. Bibliografía

- *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (8th Edition 2017)*
- *Diseño y Construcción de Puentes (Dr. Ing. Guillermo Godínez Melgares)*
- *Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes. NIC-2000(Edición abril 2002)*
- *Manual de puentes Perú MTC RD_19-2018-MTC-14*
- *Manual Centroamericano de Especificaciones para la Construcción de Carreteras y Puentes Regionales (2da. Edición, 2004), AID-SIECA.*
- *Manual of Standard Practice, Concrete Reinforcing Steel Institute (CRSI) May, 2003.*
- *Post Tensioning Manual (Sixth Edition, 2006)*
- *Concreto estructural preforzado tomo 2, ING. BASILIO J. CURBELO*
- *PUENTES Con AASHTO-LRFD 2014 (7th Edition) [MSc. Ing. Arturo Rodríguez Serquén]*
- *Reglamento Nacional de Construcción, RNC-07 República de Nicaragua, Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2007. Esta referencia se denota en lo sucesivo como “RNC-07”.*
- *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S – 14).*
- *Estructuras de Concreto. Teodoro E. Harmsen*
- *Nota de servicio sobre losas de transición en obras de paso (Dirección general de carreteras España)*
- *Tema Para Obtener El Título De Ingeniero Civil: Aspectos Fundamentales Del Concreto Preesforzado. Universidad Nacional Autónoma De Nicaragua. UNAN-MANAGUA.*
- *Diseño Estructural De Un Estribo De Concreto Armado Para Un Puente Carretero. Universidad Nacional De Ingeniería. Lima-Perú.*

Anexos

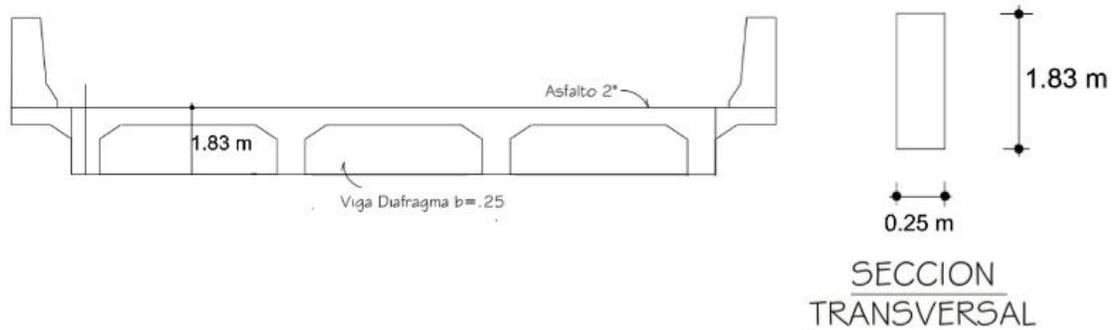
I. Análisis y Diseño de diafragmas

Las vigas diafragmas son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos de las vigas T, en apoyos, y en puntos intermedios para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir fuerzas laterales.

En este caso se utilizará 4 diafragmas, 2 ubicados en los apoyos y otros a 13.33m y 26.66m a lo largo de la viga respectivamente.

A) Cálculo del acero principal negativo

Se hará sobre la base del máximo momento negativo que ocurre en los apoyos internos (en este caso optaremos por B).



Carga muerta (DC):

Cargas en el eje A debido al voladizo:

$$P_{barrera} = W_{barrera} \times b$$

$$P_{barrera} = 676.8 \frac{kg}{m} \times 0.25 m = 169.2 kg$$

$$P_{losa} = L_{voladizo} \times b \times t_{losa} \times \gamma_{conc}$$

$$P_{losa} = 1.75 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times \frac{2400 \text{ kg}}{\text{m}^3} = 262.5 \text{ kg}$$

$$P_{total} = 431.7 \text{ kg}$$

Momentos en el eje A debido al voladizo:

$$M_{barrera} = P_{barrera} \left(L_{voladizo} - \frac{b_{barrera}}{2} \right)$$

$$M_{barrera} = 169.2 \text{ kg} (1.75 \text{ m} - 0.13 \text{ m}) = 274.10 \text{ kg.m}$$

$$M_{losa} = P_{losa} \times \left(\frac{L_{voladizo}}{2} \right)$$

$$M_{losa} = 262.5 \text{ kg} \left(\frac{1.75 \text{ m}}{2} \right) = 229.7 \text{ kg.m}$$

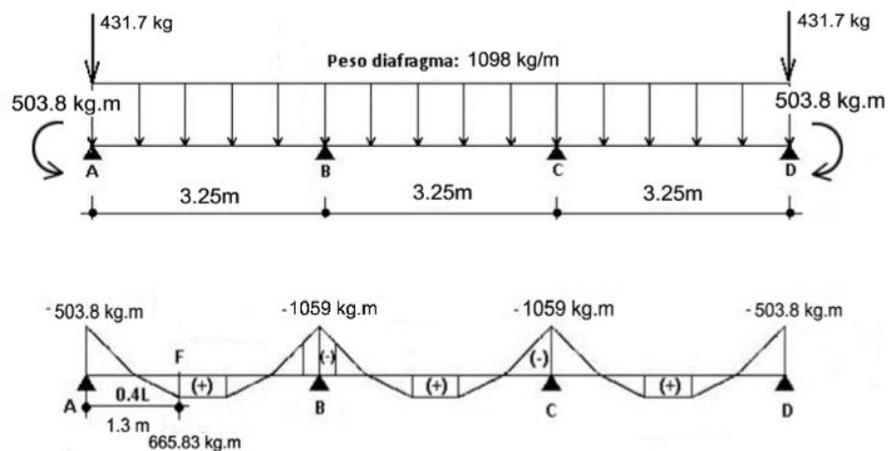
$$M_{total} = 503.8 \text{ kg.m}$$

a) Momento de flexión negativo por cargas

Cargas distribuidas por peso propio del diafragma:

$$W_{pp} = h \times b \times \gamma_{conc}$$

$$W_{pp} = 1.83 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times \frac{2400 \text{ kg}}{\text{m}^3} = 1098 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$



Resolviendo la viga hiperestática tenemos: $M_{DC} = -1.059 \text{ Ton.m}$

Carga por superficie de rodadura: (se despreciará por ser muy pequeña)

Carga viva y efecto de carga dinámica:

Con el momento por carga viva encontrado en el cálculo de la losa y la consideración de los factores de presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva tenemos para la cara derecha de la viga en B:

$$M_{LL+IM} = -3.423 \times 1.2 \times 1.33 = -5.48 \text{ Ton.m}$$

$$M_{PL} = -0.155 \text{ Ton.m}$$

Combinación crítica:

$$M_U = n[1.25DC + 1.50DW + 1.75PL + 1.75(LL + IM)] \quad \text{Tabla 3.4.1 - 1}$$

$$M_U = 1[1.25(-1.059) + 1.75(-0.155) + 1.75(-5.48)] = -11.2 \text{ Ton.m}$$

b) Momento de flexión positivo por cargas

Se hará sobre la base del máximo momento positivo que ocurre en los tramos AB ó CD, a 0.4L de un apoyo exterior (L es la longitud de tramos), en una sección tal como F:

Carga muerta (DC):

Del diagrama de momentos en diafragma por peso propio, en F:

$$M_{DC} = 665.83 \text{ kg.m} = 0.665 \text{ Ton.m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW): (Se despreciará por ser muy pequeña)

Carga viva y efecto de carga dinámica:

Con el momento por carga viva encontrado en el cálculo de la losa y la consideración de los factores de presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva tenemos para la cara derecha de la viga en B:

$$M_{LL+IM} = 4.852 \times 1.2 \times 1.33 = 7.74 \text{ Ton.m}$$

$$M_{PL} = 0.514 \text{ Ton.m}$$

Combinación crítica:

$$M_U = n[1.25DC + 1.50DW + 1.75PL + 1.75(LL + IM)] \quad \text{Tabla 3.4.1 - 1}$$

$$M_U = 1[1.25(0.665) + 1.75(0.514) + 1.75(7.74)] = 15.3 \text{ Ton.}$$

Cálculo de acero negativo:

Utilizando acero principal 2 # 4 ($A_s = 2.58 \text{ cm}^2$), colocado debajo del acero de la losa, estribos $\emptyset 3/8$ " y recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$.

$$Z = \text{recub} + \emptyset A_{s, \text{losa}} + \emptyset A_{s, \text{estribo}} + \frac{\emptyset \#4}{2}$$

$$Z = 5 \text{ cm} + 1.59 \text{ cm} + 0.95 \text{ cm} + \frac{1.27 \text{ cm}}{2} = 8.18 \text{ cm}$$

$$d = 183 \text{ cm} - 8.18 \text{ cm} = 174.8 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2 \times 1.29 \text{ cm}^2 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \times 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 25 \text{ cm}} = 1.82 \text{ cm}$$

$$\square M_u = 0.9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\square M_u = 0.9 \times 2.58 \text{ cm}^2 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \left(174.8 \text{ cm} - \frac{1.82 \text{ cm}}{2} \right) = 16.96 \text{ Ton.m} >$$

11.22 Ok!

B) Cálculo del acero positivo:

Habiendo utilizado para el acero negativo 2 $\emptyset 4/8$ " con capacidad $M_u = 16.9 \text{ Ton.m}$, utilizaremos la misma cantidad de acero principal para el acero positivo donde el momento actuante: $M_u = 15.3 \text{ Ton.m}$ es menor.

USAR 2 $\emptyset 4/8$ "

C) Armadura de contracción y temperatura en caras laterales (Art. 5.10.6)

En el alma de la viga diafragma:

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \quad (5.10.6-1)$$

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18(25 \times 183)}{2(25+183)} = 1.98 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Además:

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s \text{ temp}} < 12.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.6-2)$$

Se usará $A_{s \text{ temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$

Para 1.83 m se tiene:

$$A_{s \text{ temp}} = 2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1.83 \text{ m} = 4.27 \text{ cm}^2$$

Se propone usar por cara **4Ø1/2** ($A_s = 5.16 \text{ cm}^2$)

Diseño por cortante

$v = 45^\circ$ (procedimiento simplificado **Art. 5.7.3.4.1**)

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 174.8 - \frac{2.68}{2} = 173.46 \text{ cm}$$

No menor que el : $0.90d_e = 0.9(173.4 \text{ cm}) = 165 \text{ cm}$ **OK!**

Mayor valor que : $0.72h = 0.72(183 \text{ cm}) = 132 \text{ cm}$

La sección crítica de corte se ubica defensa el eje del apoyo a:

$$10 \text{ cm} + 173.46 \text{ cm} = 183.5 \text{ cm}$$

A la distancia 1.83 m del apoyo

Resumen de cortante debido a las cargas	
V_{Dc}	224.8 kg
V_{DW}	Se despreciará
V_{LL}	-9.43 Ton

Tabla 49 Resumen de cortante debido a las cargas

Combinación crítica, Estado Límite de Resistencia I:

$$V_u = n[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)]$$

$$V_u = -16,704 \text{ kg}$$

Diseño de estribos en la sección crítica:

$$\text{Cortante actuante: } V_u = 16704 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante resistente: } V_r = \phi V_n \quad \text{Art. 5.7.2.1 - 1}$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ el menor valor de } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \end{cases} \quad (5.7.3.3)$$

Donde:

Cortante nominal resistente del concreto con $\beta=2$, **Art. 5.7.3.4.1**, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en

(5.7.2.5-1):

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 38,445.4 \text{ kg}$$

siendo b_v = ancho del alma = 25 cm

Cortante nominal resistente del acero con, 45° (**Art. 5.7.3.4.1**, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en **(5.7.2.5-1)**) y con ángulo de inclinación del estribo $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \frac{A_s f_y d_v}{s}$$

Considerando:

$$A_s = 1.42 \text{ cm}^2 \text{ (2 ramas } \phi 3/8\text{") y}$$

$$S = 40 \text{ cm (separación entre los estribos)}$$

$$V_s = 25,862.9 \text{ kg}$$

Componente nominal de la fuerza de postensado $V_p = 0$

$$\text{El menor valor de } \begin{cases} V_n = 38,085.8 + 25,862.9 + 0 = 63,948.7 \text{ kg } \mathbf{RIGE} \\ V_n = 0.25 \times 280 \times 25 \times 173.4 = 303,460 \text{ kg} \end{cases}$$

Cortante resistente total

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 57,553.8 \text{ kg}$$

Refuerzo transversal mínimo

(5.7.2.5-1)

$$A_V \geq \frac{0.27 \sqrt{f'_c} b_V s}{f_y}$$

$$A_{Vmin} = 1.31 \text{ cm}^2 < 1.48 \text{ cm}^2 \mathbf{OK!}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

(5.7.2.6)

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_V d_V} = \frac{16,704 \text{ kg}}{0.9(25 \text{ cm})(173.4 \text{ cm})} = 4.28 \text{ kg/cm}^2$$

(5.7.2.8)

Luego:

$$\text{Si } V_u < 0.125 f'_c, \quad s_{m\acute{a}x} = 0.8 d_V \leq 60 \text{ cm}$$

$$\text{Si } V_u \geq 0.125 f'_c, \quad s_{m\acute{a}x} = 0.4 d_V \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Como } V_u = 4.28 \text{ kg/cm}^2 < 0.125(280 \text{ kg/cm}^2)$$

$$s_{m\acute{a}x} = 0.8 d_V = 138.7 \text{ cm} > 60 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 40 \text{ cm} < 60 \text{ cm } \mathbf{OK!}$$

A una distancia 1.835 m del apoyo (sección crítica por cortante) debemos usar estribos $\phi 3/8'' @ 0.40 \text{ m}$

Análisis del acero de refuerzo negativo:

Por condición de servicio, (Sección dúctil):

De acuerdo la sección **21.2.2 ACI-318** todo elemento sometido a flexión debe ser dúctil, es decir estar controlado a la tracción, Para tales miembros el acero cederá antes de que el lado de compresión se aplaste y las deflexiones serán grandes, otorgando a los usuarios la advertencia de una falla inminente.

$$a = \frac{As*fy}{0.85f'c*b} , c = a/\beta_1 , \epsilon_t = \frac{d-c}{c} (0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 18.2 \text{ mm} , \beta_1 = 0.85, c = 21.4\text{mm}, \epsilon_t = 0.24 > 0.005$ **OK**

Revisión del factor de reducción de resistencia por flexión supuesto $\phi=0.9$ de acuerdo **Art. 5.5.4.2**

Usando la ecuación **5.5.4.2-2**: $\phi = 0.75 + 0.15\left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}}\right) \leq 0.9$

Sustituyendo datos: $\phi = 12.65 > 0.9 \therefore \phi = 0.9$ **OK**

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

Art. 5.6.3.3 En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre; M_{cr} y $1.33M_u$;

Para elementos pretensados y no pretensados compuestos se usa la ecuación **Ec. (5.6.3.3 – 1)**:

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Para elementos no pretensados monolíticos resulta la ecuación:

$$M_{cr} = \gamma_3 \gamma_1 f_r S_c , f_r = 0.24 \lambda \sqrt{f_c} , S_c = \frac{1}{6} b h^2$$

Sustituyendo datos:

$$f_r = 0.48 \text{ ksi} , S_c = 8511.21 \text{ pulg}^3 \text{ y } M_{cr} = 4379.5 \text{ kip.pulg} \sim 496 \text{ Kn.m}$$

$$\square Mn \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33Mu \end{cases} \quad 166.38 \geq \text{al menor de } \begin{cases} 496 \\ 146.13 \text{ rige} \end{cases} \quad \mathbf{OK}$$

El menor valor es 146.13 KN.m y la cantidad de acero propuesto para la viga ($A_s = 2.58 \text{ cm}^2$) resiste 166.37 Kn.m > 146.13 Ton.m OK!

USAR 2Ø/8"

Análisis de acero de contracción y temperatura:

Por condición de servicio:

Art. 5.10.6 Especifica que la separación máxima permitida no excederá:

- Para todas las demás situaciones, 3 veces el espesor del componente, pero no menor que 0.45m: $S_{max} = 3t = 0.75m$, $S_{min} = 0.45m$

separación teórica:

$$s = \frac{A_{varilla}}{A_{sreq}} = \frac{129 \text{ cm}^2}{233 \text{ cm}^2/m} = 0.55m$$

La separación usada en el diseño es de 500mm y está dentro lo permitido:

$$750mm \geq 500mm \geq 450mm \quad \mathbf{OK}$$

Por resistencia:

Resistencia del As colocado:

$$As(\text{mm}^2/m) = \frac{As}{s} = \frac{129}{0.5} = 258 > 233 \text{ (As requerido)} \quad \mathbf{OK}$$

La separación y el acero colocado son adecuados.

Análisis del acero de refuerzo positivo:

Por condición de servicio:

Sección dúctil

De acuerdo la sección **21.2.2 ACI-318** todo elemento sometido a flexión debe ser dúctil, es decir estar controlado a la tracción, Para tales miembros el acero cederá

antes de que el lado de compresión se aplaste y las deflexiones serán grandes, otorgando a los usuarios la advertencia de una falla inminente.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot b}, c = a / \beta_1, \epsilon_t = \frac{d-c}{c} (0.003) \geq 0.005$$

Sustituyendo datos: $a = 18.2 \text{ mm}, \beta_1 = 0.85, c = 21.4 \text{ mm}, \epsilon_t = 0.24 > 0.005$ **OK**

Revisión del factor de reducción de resistencia por flexión supuesto $\phi=0.9$ de acuerdo **Art. 5.5.4.2**

Usando la ecuación **5.5.4.2-2**: $\phi = 0.75 + 0.15 \left(\frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl}} \right) \leq 0.9$

Sustituyendo datos: $\phi = 12.65 > 0.9 \therefore \phi = 0.9$ **OK**

Resistencia del acero comparada a la resistencia mínima

Art. 5.6.3.3 En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre; M_{cr} y $1.33M_u$;

Para elementos pretensados y no pretensados compuestos se usa la ecuación *Ec.* (5.6.3.3 – 1):

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Para elementos no pretensados monolíticos resulta la ecuación:

$$M_{cr} = \gamma_3 \gamma_1 f_r S_c, f_r = 0.24 \lambda \sqrt{f_c}, S_c = \frac{1}{6} b h^2$$

Sustituyendo datos:

$$f_r = 0.48 \text{ ksi}, S_c = 8511.21 \text{ pulg}^3 \text{ y } M_{cr} = 4379.5 \text{ kip.pulg} \sim 496 \text{ Kn.m}$$

$$\phi M_n \geq \text{al menor de } \begin{cases} M_{cr} \\ 1.33 M_u \end{cases}$$

$$166.9 \geq \text{al menor de } \begin{cases} 496 \\ 150.93 \text{ rige} \end{cases} \text{ **OK**}$$

El menor valor es 150.93 KN.m y la cantidad de acero propuesto para la viga ($A_s = 2.58 \text{ cm}^2$) resiste $166.9 \text{ Kn.m} > 150.93 \text{ Ton.m OK!}$

USAR 2Ø4/8"

II. Análisis y diseño de pilotes

Cimentación Profunda (Pilotes)

Los resultados del estudio geotécnico, indicaron de forma pertinente el uso de pilotes pre excavados, como sistema principal de fundación.

Se presentaron 2 alternativas, donde se seleccionó como la más óptima, la alternativa número uno, la cual contempla, el uso de pilotes pre excavados de concreto reforzado, de sección circular.

Las dimensiones del pilote son las siguientes:

Diámetro (\emptyset): 1.20m

Longitud(L): 18.00m minima

Se dispondrá de 6 pilotes, empotrados 1.30m en la zapata, y dispuestos de la siguiente forma: 2 filas de 3 pilotes separados 4.50m y 6.00m, correspondiente a la sección transversal y longitudinal de la zapata.

Armado del acero:

Recubrimiento del acero(r): 0.075m

Resistencia del concreto estructural($f'c$): 280 kg/cm²

Se utilizaran varillas corrugadas grado 60 (f_y): 4200kg/cm²

El refuerzo vertical, será con varillas #8 en todo el perímetro de la sección transversal del pilote, para un total de 24#8@15cm, con un estribo de confinamiento en forma de espiral, de varillas #4@7.5cm, los primeros 6.00m y #4@10cm el resto de la longitud de pilote.

No se permitirá empalmes traslapados, estos se deberán realizar mediante acoples mecánicos o soldados.

Se dispondrán de 6 bastones de varillas #8, con una longitud total de 6.00m, de los cuales 1.30m estarán en la parte interna de la zapata, y 0.40m comprenderán un dobléz de 180°.

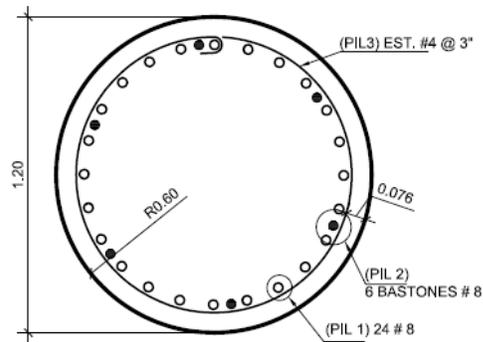


Figura No. 37 Sección en planta de pilotes propuestos

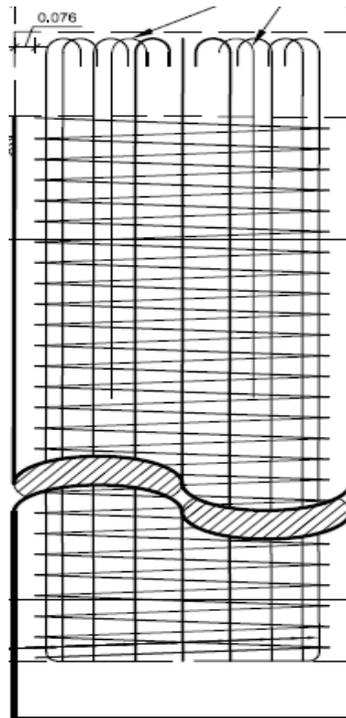


Figura No. 38 Detallado del refuerzo perfil de pilotes propuesto.

III. Tablas de AASTHO LRFD 2017

Table 5.10.1-1—Cover for Unprotected Main Reinforcing Steel (in.)

Situation	Cover (in.)
Direct exposure to salt water	4.0
Cast against earth	3.0
Coastal	3.0
Exposure to deicing salts	2.5
Deck surfaces subject to tire stud or chain wear	2.5
Exterior other than above	2.0
Interior other than above	
• Up to No. 11 bar	1.5
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Bottom of cast-in-place slabs	
• Up to No. 11 bar	1.0
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Precast soffit form panels	0.8
Precast reinforced piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	3.0
Precast prestressed piles	2.0
Cast-in-place piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	
○ General	3.0
○ Protected	3.0
• Shells	2.0
• Auger-cast, tremie concrete, or slurry construction	3.0
Precast concrete box culverts	
• Top slabs used as a driving surface	2.5
• Top slabs with less than 2.0 ft of fill not used as a driving surface	2.0
• All other members	1.0

Tabla 50 Recubrimiento para el refuerzo y preesfuerzo AASTHO LRFD 2017

Table 3.6.2.1-1—Dynamic Load Allowance, *IM*

Component	<i>IM</i>
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

Tabla 51 Factores de incrementos por carga dinámica *IM* AASTHO LRFD 2017

Table 3.6.1.1.2-1—Multiple Presence Factors, m

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Tabla 52 factores de presencia múltiples FM AASTHO LRFD 2017

5.10.3—Spacing of Reinforcement

5.10.3.1 Minimum Spacing of Reinforcing Bars

5.10.3.1.1—Cast-in-Place Concrete

For cast-in-place concrete, the clear distance between parallel bars in a layer shall not be less than the largest of the following:

- 1.5 times the nominal diameter of the bars;
- 1.5 times the maximum size of the coarse aggregate; or
- 1.5 in.

Tabla 53 Espaciamiento mínimo entre barras de refuerzo AASTHO LRFD 2017

5.9.4.1—Minimum Spacing of Pretensioning Strand

The distance between pretensioning strands, including debonded ones, at each end of a member within the transfer length, as specified in Article 5.9.4.3.1, shall not be less than a clear distance taken as 1.33 times the maximum size of the aggregate nor less than the center-to-center distances specified in Table 5.9.4.1-1.

Table 5.9.4.1-1—Center-to-Center Spacings

Strand Size (in.)	Spacing (in.)
0.6 0.5625 Special 0.5625	2.00
0.5000 0.4375 0.50 Special	1.75
0.3750	1.50

**Tabla 54 Espaciamiento mínimo entre preesfuerzo
AASTHO LRFD 2017**

Factores de Resistencia (ϕ)	
Condición	Valor
Para tensión controlada en el concreto de acuerdo al art. 5.6.2.1:	
C. Armado	0.90
C. Preesforzado	1.00
C. Postensado	0.90
Para corte y torsión en el concreto:	
C. Armado	0.90
C. Preesforzado con tendones agrupados	0.90
C. Preesforzado con tendones separados	0.85
Para compresión controlada con espirales o zunchos	0.75
Para apoyo sobre concreto	0.70
Para modelos de bielas y tirantes	0.70
Para compresión en zonas de anclaje	0.80
Para tensión en el acero en zonas de anclaje	1.00
Para resistencia durante el hincado de pilotes	1.00

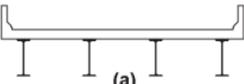
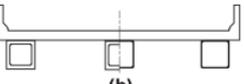
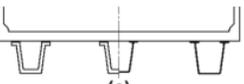
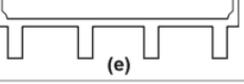
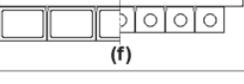
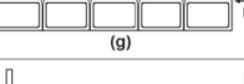
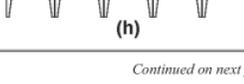
Tabla 55 Factores de resistencia AASTHO LRFD 2017

Table 4.6.2.1.3-1—Equivalent Strips

Type of Deck	Direction of Primary Strip Relative to Traffic	Width of Primary Strip (in.)
Concrete:		
<ul style="list-style-type: none"> • Cast-in-place 	Overhang	$45.0 + 10.0X$
	Either Parallel or Perpendicular	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$
<ul style="list-style-type: none"> • Cast-in-place with stay-in-place concrete formwork 	Either Parallel or Perpendicular	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$
	Either Parallel or Perpendicular	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$
Steel:		
<ul style="list-style-type: none"> • Open grid • Filled or partially filled grid • Unfilled, composite grids 	Main Bars	$1.25P + 4.0S_6$
	Main Bars	Article 4.6.2.1.8 applies
	Main Bars	Article 4.6.2.1.8 applies
Wood:		
<ul style="list-style-type: none"> • Prefabricated glulam ○ Noninterconnected 	Parallel	$2.0h + 30.0$
	Perpendicular	$2.0h + 40.0$
<ul style="list-style-type: none"> ○ Interconnected 	Parallel	$90.0 + 0.84L$
	Perpendicular	$4.0h + 30.0$
<ul style="list-style-type: none"> • Stress-laminated 	Parallel	$0.8S + 108.0$
	Perpendicular	$10.0S + 24.0$
<ul style="list-style-type: none"> • Spike-laminated ○ Continuous decks or interconnected panels 	Parallel	$2.0h + 30.0$
	Perpendicular	$4.0h + 40.0$
<ul style="list-style-type: none"> ○ Noninterconnected panels 	Parallel	$2.0h + 30.0$
	Perpendicular	$2.0h + 40.0$

Tabla 56 Ancho de distribución de cargas vivas en dirección primaria AASTHO LRFD 2017

Table 4.6.2.2.1-1—Common Deck Superstructures Covered in Articles 4.6.2.2.2 and 4.6.2.2.3

Supporting Components	Type of Deck	Typical Cross-Section
Steel Beam	Cast-in-place concrete slab, precast concrete slab, steel grid, glued/spiked panels, stressed wood	 (a)
Closed Steel or Precast Concrete Boxes	Cast-in-place concrete slab	 (b)
Open Steel or Precast Concrete Boxes	Cast-in-place concrete slab, precast concrete deck slab	 (c)
Cast-in-place Concrete Multicell Box	Monolithic concrete	 (d)
Cast-in-place Concrete Tee Beam	Monolithic concrete	 (e)
Precast Solid, Voided, or Cellular Concrete Boxes with Shear Keys	Cast-in-place concrete overlay	 (f)
Precast Solid, Voided, or Cellular Concrete Box with Shear Keys and with or without Transverse Post-tensioning	Integral concrete	 (g)
Precast Concrete Channel Sections with Shear Keys	Cast-in-place concrete overlay	 (h)

Continued on next page

Tabla 57 Tipos de cubiertas AASTHO LRFD 2017

Table 4.6.2.2.1-1 (continued)—Common Deck Superstructures Covered in Articles 4.6.2.2.2 and 4.6.2.2.3

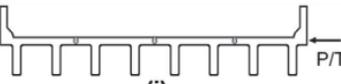
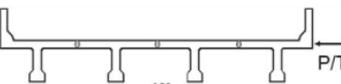
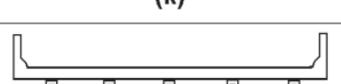
Supporting Components	Type of Deck	Typical Cross-Section
Precast Concrete Double Tee Section with Shear Keys and with or without Transverse Post-tensioning	Integral concrete	 (i)
Precast Concrete Tee Section with Shear Keys and with or without Transverse Post-tensioning	Integral concrete	 (j)
Precast Concrete I or Bulb-tee Sections	Cast-in-place concrete, precast concrete	 (k)
Wood Beams	Cast-in-place concrete or plank, glued/spiked panels or stressed wood	 (l)

Tabla 58 Tipos de cubiertas continuación AASTHO LRFD 2017

Table 3.8.1.1.2-1—Design 3-Second Gust Wind Speed for Different Load Combinations, V

Load Combination	3-Second Gust Wind Speed (mph), V
Strength III	Wind speed taken from Figure 3.8.1.1.2-1
Strength V	80
Service I	70
Service IV	0.75 of the speed used for the Strength III limit state

Tabla 59 Velocidad de Viento.

Table 3.8.1.2.1-1—Gust Effect Factor, G

Structure Type	Gust Effect Factor, G
Sound Barriers	0.85
All other structures	1.00

Tabla 60 Factor por efecto Gust..

Table C3.8.1.2.1-1—Pressure Exposure and Elevation Coefficients, K_z

Structure Height, Z (ft)	Wind Exposure Category B	Wind Exposure Category C	Wind Exposure Category D
≤ 33	0.71	1.00	1.15
40	0.75	1.05	1.20
50	0.81	1.10	1.25
60	0.85	1.14	1.29
70	0.89	1.18	1.32
80	0.92	1.21	1.35
90	0.95	1.24	1.38
100	0.98	1.27	1.41
120	1.03	1.32	1.45
140	1.07	1.36	1.49
160	1.11	1.40	1.52
180	1.15	1.43	1.55
200	1.18	1.46	1.58
250	1.24	1.52	1.63
300	1.30	1.57	1.68

Tabla 61 Coeficiente de presión en base a la altura de exposición.

Table 3.8.1.2.1-2—Drag Coefficient, C_D

Component		Drag Coefficient, C_D	
		Windward	Leeward
I-Girder and Box-Girder Bridge Superstructures		1.3	N/A
Trusses, Columns, and Arches	Sharp-Edged Member	2.0	1.0
	Round Member	1.0	0.5
Bridge Substructure		1.6	N/A
Sound Barriers		1.2	N/A

Tabla 62 Coeficiente por tipo de estructura.

Table 3.8.1.2.3a-1—Skew Coefficients for Various Skew Angles of Attack

Skew Angle (degree)	Trusses, Columns, and Arches		Girders	
	Transverse Skew Coefficient	Longitudinal Skew Coefficient	Transverse Skew Coefficient	Longitudinal Skew Coefficient
0	1.000	0.000	1.000	0.000
15	0.933	0.160	0.880	0.120
30	0.867	0.373	0.820	0.240
45	0.627	0.547	0.660	0.320
60	0.320	0.667	0.340	0.380

Tabla 63 Coeficiente de carga de viento para varios ángulos de ataque.

Table 3.8.1.3-1—Wind Load Components on Live Load

Skew Angle (degrees)	Transverse Component (klf)	Longitudinal Component (klf)
0	0.100	0.000
15	0.088	0.012
30	0.082	0.024
45	0.066	0.032
60	0.034	0.038

Tabla 64 Componentes de carga de viento sobre los vehículos.

Tabla 2 Factores de amplificación por tipo de suelo, S .

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Tabla 65 Factores de amplificación por tipo de suelo.

Table 3.1.1.64-1—Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Abutments Perpendicular to Traffic

Abutment Height (ft)	h_{eq} (ft)
5.0	4.0
10.0	3.0
≥ 20.0	2.0

Tabla 66 Altura de suelo equivalente para sobrecarga vehicular.

Table 4.6.2.2.1-3—Constant Values for Articles 4.6.2.2.2 and 4.6.2.2.3

Equation Parameters	Table Reference	Simplified Value			
		a	e	k	f,g,i,j
$\left(\frac{K_g}{12.0Lr_s^3}\right)^{0.1}$	4.6.2.2.2b-1	1.02	1.05	1.09	—
$\left(\frac{K_g}{12.0Lr_s^3}\right)^{0.25}$	4.6.2.2.2c-1	1.03	1.07	1.15	—
$\left(\frac{12.0Lr_s^3}{K_g}\right)^{0.3}$	4.6.2.2.3c-1	0.97	0.93	0.85	—
$\frac{l}{J}$	4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.3a-1	—	—	—	$0.54\left(\frac{d}{b}\right)+0.16$

Tabla 67 Valores constantes para los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3.

Table 4.6.2.2b-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	See Table 4.6.2.2.2a-1	
Concrete Deck on Wood Beams	l	One Design Lane Loaded: $S/12.0$ Two or More Design Lanes Loaded: $S/10.0$	$S \leq 6.0$
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	One Design Lane Loaded: $0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12.0Lr_s^3}\right)^{0.1}$ Two or More Design Lanes Loaded: $0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12.0Lr_s^3}\right)^{0.1}$ use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq L \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$
Cast-in-Place Concrete Multicell Box	d	One Design Lane Loaded: $\left(1.75 + \frac{S}{3.6}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Two or More Design Lanes Loaded: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{5.8}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$	$7.0 \leq S \leq 13.0$ $60 \leq L \leq 240$ $N_c \geq 3$ If $N_c > 8$ use $N_c = 8$
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	One Design Lane Loaded: $\left(\frac{S}{3.0}\right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{12.0L^2}\right)^{0.25}$ Two or More Design Lanes Loaded: $\left(\frac{S}{6.3}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{12.0L^2}\right)^{0.125}$ Use Lever Rule	$6.0 \leq S \leq 18.0$ $20 \leq L \leq 140$ $18 \leq d \leq 65$ $N_b \geq 3$ $S > 18.0$
Concrete Beams used in Multibeam Decks	f, g	One Design Lane Loaded: $k \left(\frac{b}{33.3L}\right)^{0.5} \left(\frac{l}{J}\right)^{0.25}$ where: $k = 2.5(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$ Two or More Design Lanes Loaded: $k \left(\frac{b}{305}\right)^{0.6} \left(\frac{b}{12.0L}\right)^{0.2} \left(\frac{l}{J}\right)^{0.06}$	$35 \leq b \leq 60$ $20 \leq L \leq 120$ $5 \leq N_b \leq 20$

Tabla 68 Factores de distribución de carga viva para momentos en vigas interiores

Table 4.6.2.2b-1 (continued)—Distribution of Live Loads for Moment in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability														
	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Regardless of Number of Loaded Lanes: S/D where: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 11.5 - N_L + 1.4N_L(1 - 0.2C)^2$ when $C \leq 5$ $D = 11.5 - N_L$ when $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ for preliminary design, the following values of K may be used: <table style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>Beam Type</td> <td>K</td> </tr> <tr> <td>Nonvoided rectangular beams</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>Rectangular beams with circular voids:</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>Box section beams</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>Channel beams</td> <td>2.2</td> </tr> <tr> <td>T-beam</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>Double T-beam</td> <td>2.0</td> </tr> </table>	Beam Type	K	Nonvoided rectangular beams	0.7	Rectangular beams with circular voids:	0.8	Box section beams	1.0	Channel beams	2.2	T-beam	2.0	Double T-beam	2.0	Skew $\leq 45^\circ$ $N_L \leq 6$
Beam Type	K																
Nonvoided rectangular beams	0.7																
Rectangular beams with circular voids:	0.8																
Box section beams	1.0																
Channel beams	2.2																
T-beam	2.0																
Double T-beam	2.0																
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	One Design Lane Loaded: $S/7.5$ If $t_g < 4.0$ $S/10.0$ If $t_g \geq 4.0$ Two or More Design Lanes Loaded: $S/8.0$ If $t_g < 4.0$ $S/10.0$ If $t_g \geq 4.0$	$S \leq 6.0$ $S \leq 10.5$														
Concrete Deck on Multiple Steel Box Girders	b, c	Regardless of Number of Loaded Lanes: $0.05 + 0.85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0.425}{N_L}$	$0.5 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1.5$														

Tabla 69 Continuación de Tabla 4.6.2.2b-1

Table 4.6.2.2d-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Exterior Longitudinal Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_c}{9.1}$ use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$-1.0 \leq d_c \leq 5.5$ $N_b = 3$
Cast-in-place Concrete Multicell Box	d	$g = \frac{W_c}{14}$ or the provisions for a whole-width design specified in Article 4.6.2.2.1	$g = \frac{W_c}{14}$	$W_c \leq S$
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_c}{28.5}$ Use Lever Rule	$0 \leq d_c \leq 4.5$ $6.0 < S \leq 18.0$ $S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1.125 + \frac{d_c}{30} \geq 1.0$	$g = e g_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_c}{25} \geq 1.0$	$d_c \leq 2.0$
Concrete Beams Other than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Girders	b, c	As specified in Table 4.6.2.2b-1		

Tabla 70 Factor de distribución de carga viva para momento en vigas exteriores.

Table 4.6.2.2.3a-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	See Table 4.6.2.2.2a-1		
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	$0.36 + \frac{S}{25.0}$	$0.2 + \frac{S}{12} \left(\frac{S}{35} \right)^{1.0}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $20 \leq L \leq 240$ $4.5 \leq d_f \leq 12.0$ $N_s \geq 4$
		Lever Rule	Lever Rule	$N_b = 3$
Cast-in-place Concrete Multicell Box	d	$\left(\frac{S}{9.5} \right)^{0.6} \left(\frac{d}{12.0L} \right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{7.3} \right)^{0.9} \left(\frac{d}{12.0L} \right)^{0.1}$	$6.0 \leq S \leq 13.0$ $20 \leq L \leq 240$ $35 \leq d \leq 110$ $N_s \geq 3$
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	$\left(\frac{S}{10} \right)^{0.6} \left(\frac{d}{12.0L} \right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{7.4} \right)^{0.9} \left(\frac{d}{12.0L} \right)^{0.1}$	$6.0 \leq S \leq 18.0$ $20 \leq L \leq 140$ $18 \leq d \leq 65$ $N_s \geq 3$
		Lever Rule	Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$\left(\frac{b}{130L} \right)^{0.15} \left(\frac{I}{J} \right)^{0.05}$	$\left(\frac{b}{156} \right)^{0.4} \left(\frac{b}{12.0L} \right)^{0.05} \left(\frac{I}{J} \right)^{0.05} \left(\frac{b}{48} \right)$ $\frac{I}{48} \geq 1.0$	$35 \leq b \leq 60$ $20 \leq L \leq 120$ $5 \leq N_s \leq 20$ $25,000 \leq J \leq 610,000$ $40,000 \leq I \leq 610,000$
Concrete Beams Other Than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Beams	b, c	As specified in Table 4.6.2.2.2b-1		

Tabla 71 Factor de distribución por corte de carga viva en vigas interiores.

Table 4.6.2.2.3b-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Exterior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-beams, T- and Double T-beams	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{exterior}$ $e = 0.6 + \frac{d_f}{10}$	$-1.0 \leq d_f \leq 5.5$
		Lever Rule	Lever Rule	$N_b = 3$
Cast-in-place Concrete Multicell Box	d	Lever Rule	$g = e g_{exterior}$ $e = 0.64 + \frac{d_f}{12.5}$	$-2.0 \leq d_f \leq 5.0$
		or the provisions for a whole-width design specified in Article 4.6.2.2.1		
Concrete Deck on Concrete Spread Box Beams	b, c	Lever Rule	$g = e g_{exterior}$ $e = 0.8 + \frac{d_f}{10}$	$0 \leq d_f \leq 4.5$
		Lever Rule	Lever Rule	$S > 18.0$
Concrete Box Beams Used in Multibeam Decks	f, g	$g = e g_{exterior}$ $e = 1.25 + \frac{d_f}{20} \geq 1.0$ $\frac{48}{b} \leq 1.0$	$g = e g_{exterior} \left(\frac{48}{b} \right)$ $e = 1 + \left(\frac{d_f + \frac{b}{12} - 2.0}{40} \right)^{0.1} \geq 1.0$	$d_f \leq 2.0$ $35 \leq b \leq 60$
Concrete Beams Other Than Box Beams Used in Multibeam Decks	h, also i, j if connected only enough to prevent relative vertical displacement at the interface	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Open Steel Grid Deck on Steel Beams	a	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Multiple Steel Box Beams	b, c	As specified in Table 4.6.2.2.2b-1		

Tabla 72 Factor de distribución por corte de carga viva en vigas exteriores.

Table C5.6.3.1.1-1—Values of k

Type of Tendon	f_{py}/f_{pu}	Value of k
Low relaxation strand	0.90	0.28
Type 1 high-strength bar	0.85	0.38
Type 2 high-strength bar	0.80	0.48

Tabla 73 Valores de k para resistencia nominal a flexión de elementos preesforzados

Table 5.9.2.2-1—Stress Limits for Prestressing Steel

Condition	Tendon Type		
	Plain High-Strength Bars	Low Relaxation Strand	Deformed High-Strength Bars
Pretensioning			
Immediately prior to transfer (f_{pt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	—
At service limit state after all losses (f_{ps})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Post-Tensioning			
Prior to seating—short-term f_{pt} may be allowed	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
At anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
Elsewhere along length of member away from anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
At service limit state after losses (f_{ps})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Tabla 74 Límite de tensión para los tendones del pretensado

Table 5.9.2.3.1b-1—Temporary Tensile Stress Limits in Prestressed Concrete before Losses

Bridge Type	Location	Stress Limit
Other Than Segmentally Constructed Bridges	• In precompressed tensile zone without bonded reinforcement	N/A
	• In areas other than the precompressed tensile zone and without bonded reinforcement	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.2$ (ksi)
	• In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of $0.5f_s$, not to exceed 30.0 ksi.	$0.24\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	• For handling stresses in prestressed piles	$0.158\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
Segmentally Constructed Bridges	Longitudinal Stresses through Joints in the Precompressed Tensile Zone	
	• Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints, which is sufficient to carry the calculated tensile force at a stress of $0.5f_s$; with internal tendons or external tendons	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
	• Joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints	No tension
	Transverse Stresses	
	• For any type of joint	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)
Stresses in Other Areas		
	• For areas without bonded nonprestressed reinforcement	No tension
	• In areas with bonded reinforcement (reinforcing bars or prestressing steel) sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of $0.5f_s$, not to exceed 30.0 ksi.	$0.19\lambda\sqrt{f'_{ci}}$ (ksi)

Tabla 75 Límite de tensión en tracción en el concreto antes de las pérdidas o en la transferencia

Table 5.9.2.3.2a-1—Compressive Stress Limits in Prestressed Concrete at Service Limit State after Losses

Location	Stress Limit
<ul style="list-style-type: none"> Due to the sum of effective prestress and permanent loads 	$0.45f'_c$ (ksi)
<ul style="list-style-type: none"> Due to the sum of effective prestress, permanent loads, and transient loads as well as during shipping and handling 	$0.60 \phi_w f'_c$ (ksi)

Tabla 76 Límite de tensión en compresión en el concreto después de las pérdidas o en servicio

Table 5.9.2.3.2b-1—Tensile Stress Limits in Prestressed Concrete at Service Limit State after Losses

Bridge Type	Location	Stress Limit
Other Than Segmentally Constructed Bridges These limits may be used for normal weight concrete with concrete compressive strengths for use in design up to 15.0 ksi and lightweight concrete up to 10.0 ksi.	Tension in the Precompressed Tensile Zone, Assuming Uncracked Sections <ul style="list-style-type: none"> For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to not worse than moderate corrosion conditions For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to severe corrosive conditions For components with unbonded prestressing tendons 	$0.19\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.6$ (ksi)
		$0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3$ (ksi)
		No tension
Segmentally Constructed Bridges These limits may be used for normal weight concrete with concrete compressive strengths for use in design up to 15.0 ksi and lightweight concrete up to 10.0 ksi.	Longitudinal Stresses through Joints in the Precompressed Tensile Zone <ul style="list-style-type: none"> Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints sufficient to carry the calculated longitudinal tensile force at a stress of 0.5 fy; internal tendons or external tendons Joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through joints 	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3$ (ksi)
		No tension
	Transverse Stresses <ul style="list-style-type: none"> Tension in the transverse direction in precompressed tensile zone 	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3$ (ksi)
	Stresses in Other Areas <ul style="list-style-type: none"> For areas without bonded reinforcement In areas with bonded reinforcement sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of 0.5 fy, not to exceed 30.0 ksi 	No tension $0.19\lambda\sqrt{f'_c}$ (ksi)

Tabla 77 Límite de tensión en tensión en el concreto después de las pérdidas o en servicio

Table 5.9.3.2.2b-1—Friction Coefficients for Post-Tensioning Tendons

Type of Steel	Type of Duct	K	μ
Wire or strand	Rigid and semirigid galvanized metal sheathing	0.0002	0.15–0.25
	Polyethylene	0.0002	0.23
	Rigid steel pipe deviators for external tendons	0.0002	0.25
High-strength bars	Galvanized metal sheathing	0.0002	0.30

Tabla 78 Factor k para la resistencia nominal a flexión en elementos preesforzados

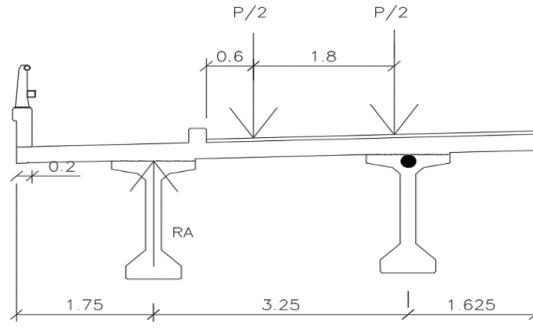


Figura No. 39 Ley de momentos para un carril cargado, para el cálculo del factor de distribución de momentos para vigas exteriores

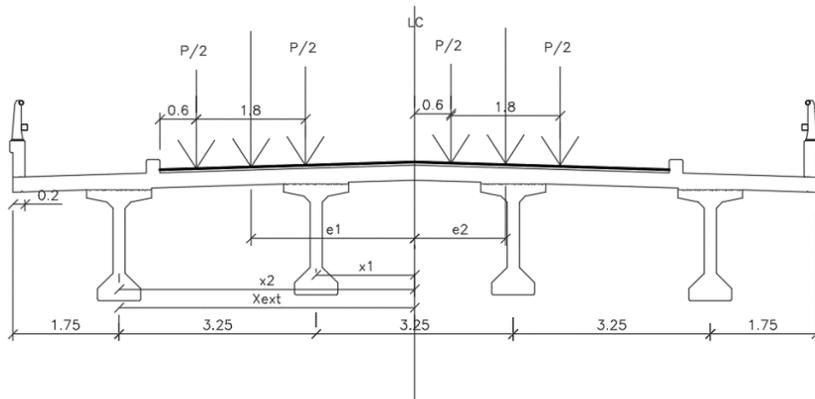


Figura No. 40 Posición de cargas para 1 y 2 carriles cargados con diafragmas rígidamente conectado para el cálculo del factor de distribución de momentos para vigas exteriores

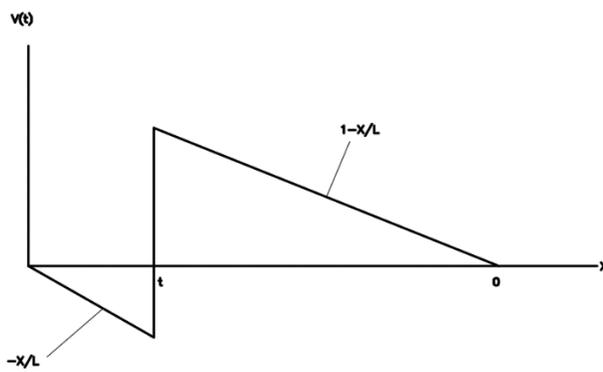
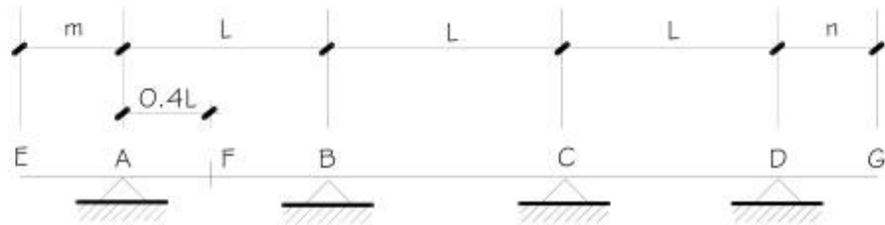


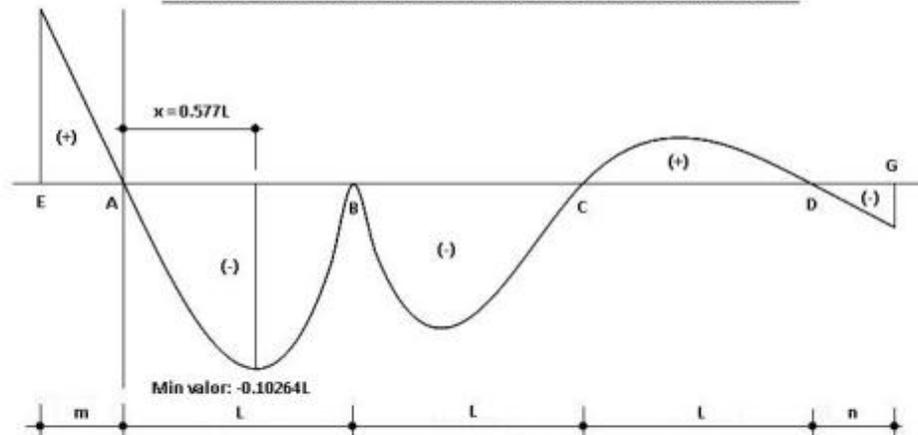
Figura No. 41 Líneas de influencia para el cortante a una sección t

APÉNDICE II-E

LÍNEAS DE INFLUENCIA EN VIGAS CONTINUAS DE TRES TRAMOS IGUALES



LINEA DE INFLUENCIA DE MOMENTO FLECTOR EN APOYO B



Tramo EA ($-m \leq x \leq 0$)

$$M_B = -\frac{4}{15}x$$

Tramo AB ($0 \leq x \leq L$)

$$M_B = \frac{4}{15L^2}x^3 - \frac{4}{15}x$$

Tramo BC ($L \leq x \leq 2L$)

$$M_B = -\frac{1}{3L^2}x^3 + \frac{9}{5L}x^2 - \frac{46}{15}x + \frac{8L}{5}$$

Tramo CD ($2L \leq x \leq 3L$)

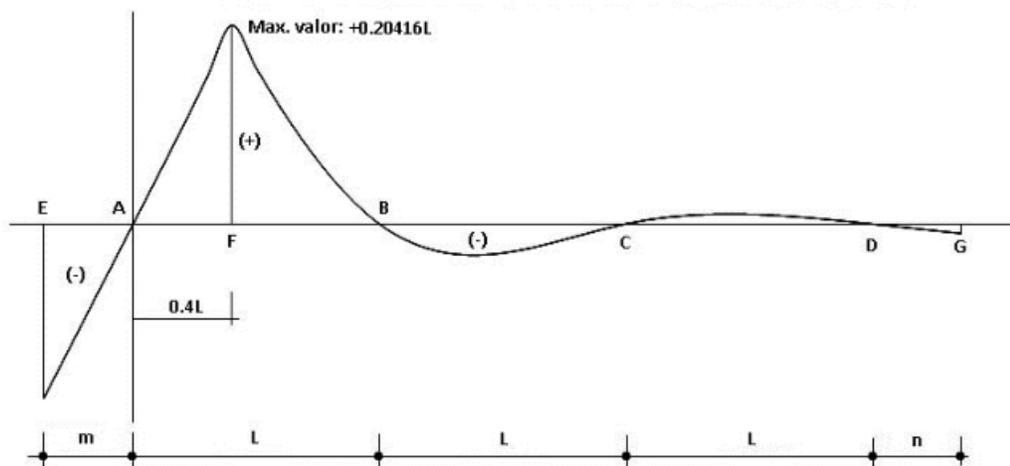
$$M_B = \frac{1}{15L^2}x^3 - \frac{3}{5L}x^2 + \frac{26}{15}x - \frac{8L}{5}$$

Tramo DG ($3L \leq x \leq 3L + n$)

$$M_B = -\frac{1}{15}x + \frac{L}{5}$$

Figura No. 42 Líneas de influencia para momento en apoyo B, **Figura No. 43** Líneas de influencia para momento en apoyo B, Puentes con AASTHO LRFD Msc.Ing. Arturo Rodríguez Serquén.

LINEA DE INFLUENCIA DE MOMENTO FLECTOR EN X= 0.4L



$$\text{Tramo } \overline{EA} \quad (-m \leq x \leq 0) \quad M_F = \frac{37}{75}x$$

$$\text{Tramo } \overline{AF} \quad (0 \leq x \leq 0.4L) \quad M_F = \frac{8}{75L^2}x^3 + \frac{37}{75}x$$

$$\text{Tramo } \overline{FB} \quad (0.4L \leq x \leq L) \quad M_F = \frac{8}{75L^2}x^3 - \frac{38}{75}x + \frac{2L}{5}$$

$$\text{Tramo } \overline{BC} \quad (L \leq x \leq 2L) \quad M_F = -\frac{2}{15L^2}x^3 + \frac{54}{75L}x^2 - \frac{92}{75}x + \frac{48L}{75}$$

$$\text{Tramo } \overline{CD} \quad (2L \leq x \leq 3L) \quad M_F = \frac{2}{75L^2}x^3 - \frac{6}{25L}x^2 + \frac{52}{75}x - \frac{48L}{75}$$

$$\text{Tramo } \overline{DG} \quad (3L \leq x \leq 3L + n) \quad M_F = -\frac{2}{75}x + \frac{6L}{75}$$

**Figura No. 43 43 Líneas de influencia para momento en X=0.4L , Puentes con AASTHO LRFD
Msc.Ing. Arturo Rodríguez Serquén.**