	GESTIÓN DE SERVICIOS ACADÉMICOS Y BIBLIOTECARIOS		CÓDIGO	FO-GS-15	
			VERSIÓN	02	
	ESQUEMA HOJA DE RESUMEN			FECHA	03/04/2017
				PÁGINA	1 de 1
ELABORÓ		REVISÓ	APROBÓ		
Jefe División de Biblioteca		Equipo Operativo de Calidad	Líder de Calidad		

RESUMEN TRABAJO DE GRADO

AUTOR(ES): NOMBRES Y APELLIDOS COMPLETOS

NOMBRE(S): ANDRES FELIPE APELLIDOS: SUESCUN GARCÍA

NOMBRE(S): JOSE NICOLAS APELLIDOS: ALVARADO MEZA

FACULTAD: INGENIERÍA

PLAN DE ESTUDIOS: INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR:

NOMBRE(S): JOSE RAFAEL APELLIDOS: CACERES RUBIO

TÍTULO DEL TRABAJO (TESIS): ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS PARA EL DISEÑO DE TABLEROS DE PUENTES CORTOS DE CONCRETO REFORZADO, PUENTES CON VIGA METÁLICA Y TABLERO REFORZADO Y TABLEROS DE PUENTE POSTENSADO

La investigación realizó un análisis comparativo de costos para el diseño de tableros de puentes cortos de concreto reforzado, puentes con viga metálica y tablero reforzado y tableros de puente postensado, en lo cual se basó su principal objetivo, con el fin de hallar la solución más viable desde el punto de vista económico debido a que, según la luz del puente, el costo puede variar significativamente dependiendo del tipo de sistema constructivo empleado. Se planteó una metodología con enfoque cuantitativo de alcance descriptivo y diseño comparativo. La investigación se basa en el diseño estructural de los tres sistemas constructivos de puentes cortos evaluados, sobre el cual se dimensionaron, esquematizaron y se cuantificaron los materiales de cada uno de los elementos de los puentes para la elaboración de sus presupuestos, los cuales fueron analizados y se llegó a la conclusión que los puentes en concreto reforzado son la alternativa más económica.

PALABRAS CLAVES: Puente, concreto reforzado, concreto postensado, tablero, luz.

CARACTERÍSTICAS:

PAGINAS: 465 PLANOS: SI ILUSTRACIONES: SI CD ROOM: NO.

ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS PARA EL DISEÑO DE TABLEROS DE
PUENTES CORTOS DE CONCRETO REFORZADO, PUENTES CON VIGA METÁLICA Y
TABLERO REFORZADO Y TABLEROS DE PUENTE POSTENSADO

JÓSE NICOLÁS ALVARADO MEZA
ANDRES FELIPE SUESCUN GARCÍA

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA
PLAN DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL
SAN JOSÉ DE CÚCUTA

2020

ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS PARA EL DISEÑO DE TABLEROS DE
PUENTES CORTOS DE CONCRETO REFORZADO, PUENTES CON VIGA METÁLICA Y
TABLERO REFORZADO Y TABLEROS DE PUENTE POSTENSADO

JÓSE NICOLÁS ALVARADO MEZA
ANDRES FELIPE SUESCUN GARCÍA

Trabajo entregado como requisito para obtener el Título de Ingeniero Civil

Dirigido por:

JOSE RAFAEL CACERES RUBIO

Ing. Civil, Esp. Estructuras, MSc. Ciencia y Tecnología de Materiales.

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER

FACULTAD DE INGENIERÍA

PLAN DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL

SAN JOSÉ DE CÚCUTA

2020

ACTA DE SUSTENTACION DE TRABAJO DE GRADO

FECHA: 16 DE OCTUBRE DE 2020 HORA: 09:00 a. m.

LUGAR: VIDEO CONFERENCIA GOOGLE MEET

PLAN DE ESTUDIOS: INGENIERIA CIVIL

TITULO: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS PARA EL DISEÑO DE TABLEROS DE PUENTES CORTOS DE CONCRETO REFORZADO, PUENTES CON VIGA METÁLICA Y TABLERO REFORZADO, Y TABLEROS DE PUENTE POSTENSADO".

JURADOS: ING. JAVIER ALFONSO CARDENAS GUTIERREZ
ING. MARIA ALEJANDRA BERMON BENCARDINO

DIRECTOR: ING. JOSE RAFAEL CACERES RUBIO

NOMBRE DE LOS ESTUDIANTES:	CODIGO	CALIFICACION	
		NUMERO	LETRA
ANDRES FELIPE SUESCUN GARCIA	1112391	4.8	CUATRO OCHO
JOSE NICOLAS ALVARADO MEZA	1112723	4.8	CUATRO OCHO

MERITORIA

ING. MARIA ALEJANDRA BERMON BENCARDINO

ING. JAVIER ALFONSO CARDENAS GUTIERREZ

Vo. Bo.


JAVIER ALFONSO CARDENAS GUTIERREZ

Coordinador Comité Curricular

Betty M



**CARTA DE AUTORIZACIÓN DE LOS AUTORES PARA LA CONSULTA, LA
REPRODUCCIÓN PARCIAL O TOTAL Y LA PUBLICACIÓN ELECTRÓNICA DEL
TEXTO COMPLETO**

Cúcuta,

Señores,
BIBLIOTECA EDUARDO COTE LAMUS
Ciudad
Cordial saludo:

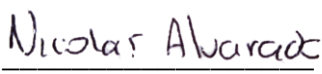
Andrés Felipe Suescun García, identificado con la C.C. N.º 1'090.505.604 y José Nicolas Alvarado Meza, identificado con la C.C. N.º 1'090.503.679, autores de la tesis y/o trabajo de grado titulado "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS PARA EL DISEÑO DE TABLEROS DE PUENTES CORTOS DE CONCRETO REFORZADO, PUENTES CON VIGA METÁLICA Y TABLERO REFORZADO Y TABLEROS DE PUENTE POSTENSADO" presentado y aprobado en el año 2020 como requisito para optar al título de Ingenieros civiles; autorizamos a la biblioteca de la Universidad Francisco de Paula Santander, Eduardo Cote Lamus, para que con fines académicos, muestre a la comunidad en general a la producción intelectual de esta institución educativa, a través de la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Los usuarios pueden consultar el contenido de este trabajo de grado en la página web de la Biblioteca Eduardo Cote Lamus y en las redes de información del país y el exterior, con las cuales tenga convenio la Universidad Francisco de Paula Santander.
- Permita la consulta, la reproducción, a los usuarios interesados en el contenido de este trabajo, para todos los usos que tengan finalidad académica, ya sea en formato CD-ROM o digital desde Internet, Intranet etc.; y en general para cualquier formato conocido o por conocer.

Lo anterior, de conformidad con lo establecido en el artículo 30 de la ley 1982 y el artículo 11 de la decisión andina 351 de 1993, que establece que "**los derechos morales del trabajo son propiedad de los autores**", los cuales son irrenunciables, imprescriptibles, inembargables e inalienables.



Andrés Felipe Suescun García
c.c. 1'090.505.604



José Nicolas Alvarado Meza
C.C. 1'090.503.679

Agradecimientos

Los autores expresan sus agradecimientos a:

Al director del proyecto, Ingeniero José Rafael Cáceres Rubio, por el acompañamiento durante el proceso de elaboración del proyecto de investigación, por sus conocimientos, experiencia y tiempo dedicado.

A nuestros padres por el acompañamiento y guía durante nuestra vida, y su apoyo económico para la realización de nuestros estudios escolares y universitarios.

A la universidad Francisco De Paula Santander, por alojarnos durante nuestro aprendizaje y brindarnos recursos académicos y tecnológicos necesarios para nuestro proceso de formación como ingenieros y el desarrollo de nuestro proyecto de investigación.

Contenido	
Introducción	26
1. Problema	28
1.1. Título	28
1.2. Planteamiento del problema	28
1.3. Formulación del problema	29
1.4. Objetivos	29
1.4.1. Objetivo general.	29
1.4.2. Objetivos específicos.	29
1.5. Justificación	29
1.6. Alcances y limitaciones	30
1.6.1. Impacto esperado a partir del uso de los resultados.	31
1.6.2. Limitaciones.	31
1.7. Delimitaciones	31
1.7.1. Delimitación temporal.	31
1.7.2. Delimitación espacial.	31
1.7.3. Delimitación conceptual.	31
2. Marco referencial	32
2.1. Antecedentes	32
2.2. Marco teórico	35

2.2.1. ¿Cómo se comportará la variación de costos al diseñar tableros de puentes cortos de concreto reforzado comparado con puentes con viga metálica y tableros de concreto reforzado, y con tableros de puentes postensado?	36
2.2.2. ¿Qué es un puente?	36
2.2.3. ¿Qué es un puente con viga metálica?	36
2.2.4. ¿Qué es un puente en concreto reforzado?	37
2.2.5. ¿Qué es un puente en concreto postensado?	38
2.3. Marco conceptual	39
2.4. Marco contextual	40
2.5. Marco legal	41
3. Marco metodológico	42
3.1. Tipo de investigación	42
3.2. Población y muestra	42
3.2.1. Población.	42
3.2.2. Muestra.	42
3.3. Instrumentos de recolección de datos.	42
3.4. Técnicas de procesamiento y análisis de datos.	42
3.5. Actividades y metodología	43
3.5.1. Lista de actividades.	43
4. Resultados	45

4.1. Análisis de carga a los tres tipos de tableros de puentes propuestos, según el código colombiano de puentes, al variar su longitud	45
4.1.1. Análisis de carga para un puente de concreto reforzado.	45
4.1.2. Análisis de carga para un puente de concreto postensado.	51
4.1.3. Análisis de carga para un puente de viga metálica.	61
4.2. Diseño de los tres tipos de tableros de puentes cortos propuestos: tableros de puentes cortos de concreto reforzado, puentes con viga metálica y tablero reforzado y tableros de puentes postensados	66
4.2.1. Diseño de un puente en concreto reforzado.	66
4.2.2. Diseño de un puente en concreto postensado.	71
4.2.3. Diseño de un puente en viga metálica	76
4.3. Dibujos esquemáticos de los tableros de puentes cortos diseñados en secciones simples.	78
4.3.1. Esquemas de un puente en concreto reforzado.	78
4.3.1.1. Despiece general de las vigas principales	78
4.3.1.2. Sección transversal de la viga	78
4.3.1.3. Sección transversal de la estructura del puente	79
4.3.1.4. Corte longitudinal de estructura del puente	79
4.3.1.5. Sección transversal de las riostras	79
4.3.2. Esquemas de un puente en concreto postensado.	80
4.3.2.1. Corte longitudinal de la estructura del puente	80

4.3.2.2. Sección transversal de las vigas	81
4.3.2.3. Sección transversal de la estructura del puente	82
4.3.3. Esquemas de puente con viga metálica	83
4.3.3.1. Sección transversal del puente en la luz y en los apoyos	83
4.3.3.2. Sección longitudinal de la estructura del puente	83
4.3.3.3. Perfiles metálicos de los elementos metálicos	84
4.4. Presupuestos de cada uno de los tableros de puentes cortos diseñados y cálculo de cantidades de obra estructural y precios estimados para el año 2020	85
4.4.1. Análisis salarial del 2020.	85
4.4.2. Análisis de mano de obra por cuadrillas para el año 2020	88
4.4.3. Presupuesto de puente de tablero en concreto reforzado.	89
4.4.3.1. Presupuesto general puente en concreto reforzado de 12mts.	89
4.4.3.1.1. APUS de puente de tablero en concreto reforzado.	90
4.4.3.1.2. Cálculo de cantidades de obra	95
4.4.3.1.3. Cálculo de cantidades de hierro	96
4.4.3.2. Presupuesto general puente en concreto reforzado de 18mts	97
4.4.3.2.1. APUS de puente de tablero en concreto reforzado	98
4.4.3.2.2. Cálculo de cantidades de obra	103
4.4.3.2.3. Cálculo de cantidades de hierro.	104
4.4.3.3. Presupuesto general puente en concreto reforzado de 26mts.	105

4.4.3.3.1.	APUS de puente de tablero en concreto reforzado.	106
4.4.3.3.2.	Cálculo de cantidades de obra.	111
4.4.3.3.3.	Cálculo de cantidades de hierro.	112
4.4.4.	Presupuesto de puente de tablero en concreto postensado.	113
4.4.4.1.	Presupuesto general puente en concreto postensado de 12mts.	113
4.4.4.1.1.	APUS de puente de tablero en concreto postensado.	114
4.4.4.1.2.	Cálculo de cantidades de obra.	120
4.4.4.1.3.	Cálculo de cantidades de hierro.	121
4.4.4.2.	Presupuesto general puente en concreto postensado de 18 mts.	122
4.4.4.2.1.	APUS de puente de tablero en concreto postensado.	123
4.4.4.2.2.	Cálculo de cantidades de obra.	129
4.4.4.2.3.	Cálculo de cantidades de hierro.	130
4.4.4.3.	Presupuesto general puente en concreto postensado de 26 mts.	131
4.4.4.3.1.	APUS de puente de tablero en concreto postensado.	132
4.4.4.3.2.	Cálculo de cantidades de obra.	138
4.4.4.3.3.	Cálculo de cantidades de hierro.	139
4.4.5.	Presupuesto de puente de tablero en viga metálica.	140
4.4.5.1.	Presupuesto general puente en viga metálica de 12 mts.	140
4.4.5.1.1.	APUS de puente de tablero en viga metálica.	141
4.4.5.1.2.	Cálculo de cantidades de obra.	147

4.4.5.1.3. Cálculo de cantidades de hierro.	148
4.4.5.2. Presupuesto general puente en viga metálica de 18mts.	149
4.4.5.2.1. APUS de puente de tablero en viga metálica.	150
4.4.5.2.2. Cálculo de cantidades de obra.	156
4.4.5.2.3. Cálculo de cantidades de hierro.	157
4.4.5.3. Presupuesto general puente en viga metálica de 26mts.	158
4.4.5.3.1. APUS de puente de tablero en viga metálica.	159
4.4.5.3.2. Cálculo de cantidades de obra.	165
4.4.5.3.3. Cálculo de cantidades de hierro.	166
4.5. Análisis de resultados	167
4.5.1. Análisis de cotos de puentes por cada tipo de sistema constructivo, tablero en concreto reforzado, tablero reforzado con vigas postensadas, y tablero reforzado con vigas metálicas.	167
4.5.1.1. Puente de tablero en concreto reforzado.	167
4.5.1.2. Puente de tablero en concreto reforzado con vigas postensadas.	168
4.5.1.3. Puente de tablero en concreto reforzado con vigas metálicas.	169
4.5.2. Análisis comparativo de cada sistema constructivo de puente, tablero en concreto reforzado, tablero reforzado con vigas postensadas, y tablero reforzado con vigas metálicas según su longitud.	170
4.5.2.1. Análisis de precios por metro lineal de puentes de 12 metros de longitud.	170
4.5.2.2. Análisis de precios por metro lineal de puentes de 18 metros de longitud.	170

4.5.2.3. Análisis de precios por metro lineal de puentes de 26 metros de longitud.	171
4.5.3. Análisis de precios por metro lineal, de puentes de tablero en concreto reforzado, tablero reforzado con vigas postensadas, y tablero reforzado con vigas metálicas para luces de 12, 18 y 26 metros.	172
5. Conclusiones	173
6. Recomendaciones	175
7. Bibliografía	176
Anexos	178

Lista de figuras

Figura 1. Sección típica de una viga en perfil metálico.	37
Figura 2. Sección de unas vigas en I de un puente en concreto reforzado.	37
Figura 3. Imagen de una viga en concreto postensado de un puente.	38
Figura 4. Datos solicitados por el software para la superestructura de puente en concreto reforzado.	45
Figura 5. Datos solicitados por el software para el diseño de un puente en concreto reforzado.	46
Figura 6. Ilustración del camión de diseño usado para todos los diseños de los 3 tipos de puentes.	47
Figura 7. Esquema de la superestructura del puente de concreto reforzado.	47
Figura 8. Esquema de la superestructura del puente de concreto reforzado.	48
Figura 9. Resultados del análisis por cargas vivas por viga.	48
Figura 10. Resultados del análisis por cargas vivas por carril.	49
Figura 11. Resultados del análisis de carga muerta en las vigas internas.	49
Figura 12. Resultados del análisis de carga muerta en las vigas exteriores.	50
Figura 13. Datos solicitados por el software para un puente en concreto postensado y un esquema de la sección transversal de las vigas.	51
Figura 14. Datos solicitados por el software para el diseño de un puente en concreto postensado.	52
Figura 15. Esquema de la superestructura del puente de concreto postensado.	53
Figura 16. Esquema de la superestructura del puente de concreto postensado.	53

Figura 17. Detalle de una viga en los apoyos, la de la parte izquierda hace referencia sola sin la losa.	53
Figura 18. Detalle de una viga en la luz, la de la parte izquierda hace referencia sola sin la losa.	54
Figura 19. Análisis de cargas muertas en las vigas interiores.	55
Figura 20. Análisis de cargas muertas en las vigas interiores.	55
Figura 21. Resultados del análisis de cargas muertas en las vigas interiores.	56
Figura 22. Resultados del análisis de cargas muertas en las vigas interiores.	56
Figura 23. Análisis de cargas muertas en las vigas exteriores.	57
Figura 24. Análisis de cargas muertas en las vigas exteriores.	58
Figura 25. Resultados del análisis de cargas muertas en las vigas exteriores.	58
Figura 26. Resultados del análisis de cargas muertas en las vigas exteriores.	59
Figura 27. Resultado del análisis de cargas vivas.	59
Figura 28. Selección de la cantidad de torones y el diámetro que se colocara en el puente de concreto postensado.	60
Figura 29. Cable con torones.	60
Figura 30. Datos solicitados por el software para un puente con vigas metálicas.	61
Figura 31. Especificaciones del perfil metálico solicitadas por el software.	62
Figura 32. Especificaciones solicitadas para el diseño del puente.	62
Figura 33. Esquema de la superestructura del puente en perfiles metálicos.	63
Figura 34. Esquema de la superestructura del puente en perfiles metálicos.	63
Figura 35. Análisis de carga muerta para las vigas internas.	64
Figura 36. Resultados del análisis de cargas muertas para el puente de viga metálica.	64

Figura 37. Resultado del análisis de cargas vivas para un puente con viga metálica.	65
Figura 38. Resultados del diseño para un puente de concreto postensado de 12mts en las vigas de los extremos.	66
Figura 39. Resultados del diseño para un puente de concreto postensado de 12mts en las vigas internas.	67
Figura 40. Chequeo para verificar que la cantidad de varillas y la separación entre ellas cumpla con lo obtenido del diseño.	68
Figura 41. Detalle del despiece en la sección longitudinal de una viga.	68
Figura 42. Detalle del despiece en la sección longitudinal de una viga.	69
Figura 43. Detalle del despiece en la sección longitudinal de una viga.	69
Figura 44. Detalle del despiece en la sección transversal de una viga.	69
Figura 45. Detalle de las longitudes de las varillas comunes por tipos.	70
Figura 46. Especificaciones para el pre esfuerzo y de los cables.	71
Figura 47. Detalle de la instalación de los cables en el punto de apoyo.	72
Figura 48. Detalle de la instalación de los cables en el centro de la luz.	73
Figura 49. Detalle de la localización de los cables del primer tensionamiento a lo largo de la luz.	73
Figura 50. Esquema de cómo quedan los cables del primer tensionamiento.	74
Figura 51. Detalle del segundo tensionamiento en la zona de anclaje.	74
Figura 52. Detalle de la localización de los cables del segundo tensionamiento a lo largo de la luz.	74
Figura 53. Esquema de cómo quedan los cables del segundo tensionamiento.	75
Figura 54. Longitudes de los cables en los 2 tensionamientos.	75

Figura 55. Cuadro de tensionamiento.	76
Figura 56. Detalle de los conectores de cortante.	76
Figura 57. Detalle y especificaciones de los rigidizadores.	77
Figura 58. Despiece general de las vigas para un puente de concreto reforzado de 12 metros. (ver anexo 02 página 01)	78
Figura 59. Sección transversal de las vigas para un puente de concreto reforzado de 12 metros. (ver anexo 02 página 02)	78
Figura 60. Sección transversal de la estructura de un puente de concreto reforzado de 12 metros (ver anexo 02 página 03)	79
Figura 61. Corte longitudinal de la estructura de un puente de concreto reforzado de 12 metros (ver anexo 02 página 04)	79
Figura 62. Sección trasversal de las riostras para un puente de concreto reforzado de 12 metros. (ver anexo 02 página 04)	79
Figura 63. Corte longitudinal de la estructura de un puente de concreto postensado de 12 metros. (ver anexo 03 página 01)	80
Figura 64. Sección transversal de las vigas de un puente en concreto postensado de 12 metros. (ver anexo 03 página 03 y 04)	81
Figura 65. Sección transversal de la estructura de un puente en concreto postensado de 12 metros. (ver anexo 03 página 02)	82
Figura 66. Sección transversal del puente con vigas metálicas de 12 metros. (ver anexo 04 página 01)	83
Figura 67. Corte longitudinal de la estructura del puente con vigas metálicas de 12 metros. (ver anexo 04 página 02)	83

Figura 68. sección transversal de los elementos metálicos del puente con vigas metálicas de 12 metros. (ver anexo 04 página 03)	84
Figura 69. Análisis salarial, personal con régimen legal, obrero común.	85
Figura 70. Análisis salarial, personal con régimen legal, oficial común.	86
Figura 71. Análisis salarial, personal con régimen legal, maestro común.	87
Figura 72. Análisis de mano de obra por cuadrillas.	88
Figura 73. Presupuesto general, puente en concreto reforzado de 12mts.	89
Figura 74. APU Concreto (28 MPa) para vigas.	90
Figura 75. APU Concreto (28 MPa) para riostras.	91
Figura 76. APU Concreto (28 MPa) para tablero.	92
Figura 77. APU Baranda metálica de seguridad.	93
Figura 78. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.	94
Figura 79. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto reforzado.	95
Figura 80. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto reforzado.	96
Figura 81. Presupuesto general, puente en concreto reforzado de 18mts.	97
Figura 82. APU Concreto (28 MPa) para vigas.	98
Figura 83. APU Concreto (28 MPa) para riostras.	99
Figura 84. APU Concreto (28 MPa) para tablero.	100
Figura 85. APU Baranda metálica de seguridad.	101
Figura 86. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.	102
Figura 87. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto reforzado.	103

Figura 88. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto reforzado.	104
Figura 89. Presupuesto general, puente en concreto reforzado de 26 mts.	105
Figura 90. APU Concreto (28 MPa) para vigas.	106
Figura 91. APU Concreto (28 MPa) para riostras.	107
Figura 92. APU Concreto (28 MPa) para tablero.	108
Figura 93. APU Baranda metálica de seguridad.	109
Figura 94. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.	110
Figura 95. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto reforzado de 26mts.	111
Figura 96. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto reforzado.	112
Figura 97. Presupuesto general, puente en concreto postensado de 12 mts.	113
Figura 98. APU Concreto (35 MPa) para vigas postensadas.	114
Figura 99. APU Concreto (28 MPa) para riostras.	115
Figura 100. APU Concreto (28 MPa) para tablero.	116
Figura 101. APU Baranda metálica de seguridad.	117
Figura 102. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.	118
Figura 103. APU Acero de preesfuerzo para vigas postensadas.	119
Figura 104. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto postensado 12 mts.	120
Figura 105. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto postensado 12 mts.	121

Figura 106. Presupuesto general, puente en concreto postensado de 18 mts.	122
Figura 107. APU Concreto (35 MPa) para vigas postensadas.	123
Figura 108. APU Concreto (28 MPa) para riostras.	124
Figura 109. APU Concreto (28 MPa) para tablero.	125
Figura 110. APU Baranda metálica de seguridad.	126
Figura 111. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.	127
Figura 112. APU Acero de preesfuerzo para vigas postensadas.	128
Figura 113. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto postensado 18 mts.	129
Figura 114. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto postensado 18 mts.	130
Figura 115. Presupuesto general, puente en concreto postensado de 26 mts.	131
Figura 116. APU Concreto (35 MPa) para vigas postensadas.	132
Figura 117. APU Concreto (28 MPa) para riostras.	133
Figura 118. APU Concreto (28 MPa) para tablero.	134
Figura 119. APU Baranda metálica de seguridad.	135
Figura 120. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.	136
Figura 121. APU Acero de preesfuerzo para vigas postensadas.	137
Figura 122. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto postensado 26 mts.	138
Figura 123. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto postensado 26 mts.	139
Figura 124. Presupuesto general, puente en viga metálica de 12 mts.	140

Figura 125. APU Concreto (28 MPa) para tablero.	141
Figura 126. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A572-01 grado 50 para viga.	142
Figura 127. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras.	143
Figura 128. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metálicos para conectores de cortante.	144
Figura 129. APU Baranda metálica de seguridad.	145
Figura 130. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.	146
Figura 131. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en viga metálica 12 mts.	147
Figura 132. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en viga metálica 12 mts.	148
Figura 133. Presupuesto general, puente en viga metálica de 18 mts.	149
Figura 134. APU Concreto (28 MPa) para tablero.	150
Figura 135. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A588 grado B para viga.	151
Figura 136. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras.	152
Figura 137. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metálicos para conectores de cortante.	153
Figura 138. APU Baranda metálica de seguridad.	154
Figura 139. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.	155
Figura 140. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en viga metálica 18 mts.	156

Figura 141. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en viga metálica 18 mts.	157
Figura 142. Presupuesto general, puente en viga metálica de 26 mts.	158
Figura 143. APU Concreto (28 MPa) para tablero.	159
Figura 144. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A588 grado B para viga.	160
Figura 145. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras.	161
Figura 146. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metálicos para conectores de cortante.	162
Figura 147. APU Baranda metálica de seguridad.	163
Figura 148. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.	164
Figura 149. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en viga metálica 26 mts.	165
Figura 150. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en viga metálica 26 mts.	166
Figura 151. Costos de puente de tablero en concreto reforzado por longitud total y por metro lineal.	167
Figura 152. Diagrama de barras comparativo del análisis de precio por metro lineal en puentes de concreto reforzado.	167
Figura 153. Costos de puente de tablero en concreto reforzado con vigas postensadas por longitud total y por metro lineal.	168
Figura 154. Diagrama de barras comparativo del análisis de precio por metro lineal en puentes de concreto reforzado con vigas postensadas.	168

Figura 155. Costos de puente de tablero en concreto reforzado con vigas metálicas por longitud total y por metro lineal.	169
Figura 156. Diagrama de barras comparativo del análisis de precio por metro lineal en puentes de concreto reforzado con vigas metálicas.	169
Figura 157. Análisis de precios por metro lineal de cada sistema constructivo de puentes de 12 metros de longitud.	170
Figura 158. Análisis de precios por metro lineal de cada sistema constructivo de puentes de 18 metros de longitud.	170
Figura 159. Análisis de precios por metro lineal de cada sistema constructivo de puentes de 26 metros de longitud.	171
Figura 160. Análisis de precios por metro lineal según la longitud y el sistema constructivo.	172

Resumen

Esta investigación realizó un análisis comparativo de costos para el diseño de tableros de puentes cortos de concreto reforzado, puentes con viga metálica y tablero reforzado y tableros de puente postensado, en lo cual se basa su principal objetivo, con el fin de hallar la solución más viable desde el punto de vista económico debido a que según la luz del puente, el costo puede variar significativamente dependiendo del tipo de sistema constructivo empleado.

Se planteó una metodología con enfoque cuantitativo de alcance descriptivo y diseño comparativo. El desarrollo de la investigación se basa en el diseño estructural de los tres sistemas constructivos de puentes cortos evaluados, sobre el cual se dimensionaron, esquematizaron y se cuantificaron los materiales de cada uno de los elementos de los puentes para la elaboración de sus presupuestos, de los cuales se concluyó que el puente con tablero en concreto reforzado es la alternativa más económica para la realización de puentes cortos de luces de 12 y 26 metros, y se muestra como una alternativa los tableros de puentes postensados ya que resultó ser más económico para una luz de 18 metros, y siendo la alternativa más costosa los puentes con viga metálica y tablero en concreto reforzado, ya que aumentan significativamente el costo del puente y no se recomienda usarlo como alternativa desde el punto de vista económico para puentes cortos con luces menores a 26 metros.

Palabras claves: Puente, concreto reforzado, viga en concreto reforzado, viga metálica, viga postensada, tablero de puente, luz de puente, apoyos, riostras, conectores de cortante, perfil metálico, análisis de precios unitarios, cantidades de materiales, acero de refuerzo, torones, tensionamiento.

Abstract

This research carried out a comparative analysis of costs for the design of reinforced concrete short bridge decks, bridges with metal beam and reinforced deck and post-tensioned bridge decks, on which its main objective is based, in order to find the best solution. Viable from an economic point of view because, depending on the span of the bridge, the cost can vary significantly depending on the type of construction system used.

A methodology with a quantitative approach of descriptive scope and comparative design was proposed. The development of the research is based on the structural design of the three evaluated short bridge construction systems, on which the materials of each of the elements of the bridges were dimensioned, schematized and quantified for the preparation of their budgets. which it was concluded that the bridge with reinforced concrete deck is the most economical alternative for the realization of short span bridges of 12 and 26 meters, and post-tensioned bridge decks are shown as an alternative since it turned out to be more economical for a span of 18 meters, and bridges with metal beam and reinforced concrete deck being the most expensive alternative, since they significantly increase the cost of the bridge and it is not recommended to use it as an alternative from an economic point of view for short bridges with spans less than 26 meters.

Keywords: Bridge, reinforced concrete, reinforced concrete beam, steel beam, post-tensioned beam, bridge deck, bridge span, supports, brace, shear connectors, steel profile, unit price analysis, quantities of materials, reinforcing steel, strands, tensioning.

Introducción

Los puentes se pueden definir como una construcción empleada para salvar el paso de una vía sobre un cuerpo de agua, un accidente geográfico, o algún obstáculo físico que impida el paso de peatones o vehículos terrestres. Son diseñados según su función, naturaleza del terreno, y su longitud. Su proyección y cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, y existen numerosos tipos de sistemas estructurales que se han aplicado a lo largo de la historia y en los cuales se les ha dado uso a distintos materiales (Díaz, 2011).

En Colombia la historia de los puentes inicia con la colonización española, los puentes eran construidos usando dos sistemas, vigas de madera y bóvedas de ladrillo debido a la dificultad para conseguir otras alternativas en materiales como perfiles metálicos ya que estos debían ser importados de Norte América y Europa (Díaz, 2011).

En la ciudad de Cúcuta el primer puente construido fue hecho con el sistema de bóvedas en ladrillo durante los años 1836 y 1837 y atravesaba el río Pamplonita conectando la ciudad de Cúcuta con la ciudad de Villa del Rosario, seguido a este en 1933 se construyó el puente ferroviario de San Luis, con una estructura metálica importada desde Inglaterra lo que significó un avance en la ingeniería para el municipio, al ser un novedoso sistema estructural para la época y la región, y unos años más tarde en 1952 inicio la construcción del puente Elías M. Soto, construido con vástagos, tablero y vigas en concreto reforzado (Bermúdez, 2018).

En Cúcuta a lo largo del tiempo se han construido puentes con distintos sistemas estructurales en distintas épocas y bajo distintas circunstancias, las cuales han influido en la elección del sistema más óptimo para solventar el paso de una vía por medio de un puente. A partir de esto nace la pregunta, ¿Cómo se comportará la variación de costos al diseñar tableros de puentes

cortos de concreto reforzado comparado con puentes con viga metálica y tableros de concreto reforzado, y con tableros de puentes postensado?, de la cual se formula el objetivo principal de la investigación, el cual se basa en comparar los costos para el diseño de tableros de puentes cortos de concreto reforzado, puentes con viga metálica y tablero reforzado y tableros de puente postensado, buscando cuantificar y expresar numéricamente el valor por metro lineal en millones de pesos de cada uno de los sistemas estructurales estudiados, para la ciudad de Cúcuta, por análisis de precios unitarios realizados con base en el año 2020 , y cantidades de obra cuantificadas a partir de dibujos esquemáticos realizados en AutoCAD a partir de los resultados obtenidos del software para puentes usado para el análisis y diseño estructural de los tres sistemas estructurales evaluados. La investigación busca servir de guía para la elección del sistema constructivo más viable económicamente dependiendo de la luz del puente a construir.

1. Problema

1.1. Título

Análisis comparativo de costos para el diseño de tableros de puentes cortos de concreto reforzado, puentes con viga metálica y tablero reforzado y tableros de puente postensado.

1.2. Planteamiento del problema

Para el diseño de tableros de puentes se han desarrollado diversos métodos de análisis que parten de estudios muy detallados o de simplificaciones a partir de resultados experimentales (AASHTO, (2012-2014)). Además, los códigos definen vehículos de diseño que difieren en su geometría y magnitud de las cargas, atendiendo a las especificidades propias. La solución a un puente incluye el proceso de análisis y cálculo de las solicitaciones, dando paso a la determinación de las aéreas de acero (acero principal, acero de distribución y de temperatura o retracción) de la sección transversal del tablero. En los tableros, y en específico en el caso de los puentes por sus dimensiones y características es muy influyente el ancho de las mismas, y además de la influencia de las aceras y barandas en la rigidez que pueda aportar.

Para puentes cortos, es decir, con una longitud máxima de 26 metros, se tiene que los costos de diseño y construcción no están especificados, acerca de cuál tipo de puente es el que tiene mayor viabilidad, es por ello que se propone para el presente proyecto la comparación de costos de diseñar tableros de puentes con concreto reforzado, puentes con vigas metálicas y tableros de concreto reforzado, y tableros de puentes postensados, esto con la finalidad de determinar cuál de ellos tiene mayor viabilidad y factibilidad constructiva en la ciudad de Cúcuta, al seguir las recomendaciones del Código colombiano de puentes.

1.3. Formulación del problema

¿Cómo se comportará la variación de costos al diseñar tableros de puentes cortos de concreto reforzado comparado con puentes con viga metálica y tableros de concreto reforzado, y con tableros de puentes postensado?

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general. Realizar un análisis comparativo de costos para el diseño de tableros de puentes cortos de concreto reforzado, puentes con viga metálica y tablero reforzado y tableros de puente postensado.

1.4.2. Objetivos específicos. Para el desarrollo de este proyecto se planteó:

Realizar un análisis de carga a los tres tipos de tableros de puentes propuestos, según el código colombiano de puentes, al variar su longitud.

Diseñar los tres tipos de tableros de puentes cortos propuestos: tableros de puentes cortos de concreto reforzado, puentes con viga metálica y tablero reforzado y tableros de puentes postensados.

Realizar dibujo esquemático de los tableros de puentes cortos diseñados en secciones simples.

Realizar presupuesto de cada uno de los tableros de puentes cortos diseñados. Calculando cantidades de obra estructural y precios estimados para el año 2020.

1.5. Justificación

Existen puentes en todos los tamaños y dimensiones, los cuales ejecutan papeles importantes en el momento de ser protagonistas para evadir obstáculos, siendo también importante comunicar comunidades y mejorar la vida cotidiana, teniendo también en cuenta que también apoyan el desarrollo socio económico de todas estos departamentos, ciudades y municipios que se ven conectados por ellos.

Un factor de mayor relevancia al momento del diseño y construcción de puentes, es la de saber cuál tipo de puente tiene mayor viabilidad económica y de funcionalidad según las condiciones de sitio, es por tal motivo que se hace necesario el desarrollo del presente proyecto de investigación.

La presente investigación tiene importancia científica, académica y económica, debido que al desarrollar un proyecto de comparación de costos de varios tipos de puentes con diferentes longitudes otorgará a la comunidad ingenieril un documento que ayude a decidir cuál tipo de puente tendrá mayor viabilidad y factibilidad al ser construido en la ciudad de Cúcuta.

1.6. Alcances y limitaciones

El proyecto tuvo como fin, evaluar el comportamiento de los costos que tiene la construcción de tableros de puentes cortos en la ciudad de Cúcuta, según los requerimientos de diseño que presenta en Código Colombiano de Puentes vigente, variando el tipo de sistema estructural: tableros de puentes cortos de concreto reforzado, puentes con viga metálica y tablero reforzado y tableros de puentes postensados; y las longitudes entre apoyos: 12 metros, 18 metros y 26 metros. Para lo cual, se utilizó un software especializado en el diseño de tableros de puentes de concreto reforzado, puentes con vigas metálicas y tableros en concreto reforzado, y tableros de puentes postensados. La licencia de dicho software es propiedad del director del presente proyecto, el ingeniero José Rafael Cáceres Rubio, docente de la Universidad Francisco de Paula Santander.

1.6.1. Impacto esperado a partir del uso de los resultados. Generación de un documento que ayude a la comunidad ingenieril, en el sector de la ingeniería estructural, vial y de la construcción, a tomar decisiones acerca de cuál de los tipos de puentes cortos será el que tiene mayor viabilidad y factibilidad económica y de funcionamiento.

1.6.2. Limitaciones. La principal limitante fue de tipo conceptual, debido a que el diseño estructural de puentes de concreto reforzado, puentes con vigas metálicas y tableros de concreto reforzado, y puentes postensados, no son temas de clases en el pregrado de ingeniería civil en la Universidad Francisco de Paula Santander, es por ello que se hizo el uso de un software especializado en el diseño de puentes con diferente longitud y configuración estructural, por lo que el análisis estructural de los puentes diseñados fueron supervisados por el Director del presente proyecto.

1.7. Delimitaciones

1.7.1. Delimitación temporal. El proyecto se desarrolló en un tiempo aproximado de 4 meses, en el primer cuatrimestre del año 2020.

1.7.2. Delimitación espacial. El proyecto se desarrolló en la ciudad de Cúcuta, Norte de Santander, Colombia.

1.7.3. Delimitación conceptual. Todo lo relacionado con el presupuesto basado en el diseño de puentes de concreto reforzado, puentes con vigas metálicas y tableros de concreto reforzado, y puentes postensados.

2. Marco referencial

2.1. Antecedentes

Históricamente, los principales autores en plantear una optimización datan del siglo XV, y se deben a Leonardo da Vinci y Galileo Galilei, estos autores trataron de reducir al máximo el peso de estructuras de madera empírica partiendo de modelos a escala real, y a pesar de que su teoría de comportamiento de las estructuras fue errónea, llegaron a predecir la forma óptima de algunas estructuras elementales (Adeli, 1994), posteriormente en el siglo XVII, Newton, Euler, Bernoulli, Parent, y Lagrange también estudiaron la optimización de algunas estructuras elementales basados en principios y leyes matemáticas. A finales del siglo XIX y principios del XX, Maxwell en su publicación *The Scientific Papers II*, estudia la forma óptima de cerchas y arcos metálicos de un mínimo peso para cierto estado de cargas, y se cumplen algunos criterios de optimización de estructuras como que todos sus elementos trabajen a la misma tensión y que el trabajo virtual de la estructura sea mínimo (MAXWELL, 1869). Estos trabajos fueron de suma importancia más allá del resultado ya que en muchos casos ya que con frecuencia se obtenían resultados no realizables, ya que establecieron una base científica para optimizar elementos estructurales, y una metodología tratar de proporcionar soluciones.

Más adelante, con la llegada de los computadores Schmit, en su trabajo combina por primera vez un potente método de análisis estructural “elementos finitos” y un método de optimización matemática “programación lineal” lo que denomino, síntesis estructural (Schmidt, 1960). En la década de los setenta, se comenzaron a aplicar los multiplicadores de LaGrange aumentados, y el gradiente generalizado reducido, a finales del siglo XX se refinaron estas técnicas, y siguió

aumentando el tamaño de los problemas propuestos en una evolución que continua en la actualidad.

Para el desarrollo del proyecto se consultaron algunos proyectos a nivel nacional e internacional, en donde cada uno nos hizo aportes importantes a la hora de plantear los objetivos, delimitar los alcances y plantear una metodología a seguir, teniendo como punto de partida los resultados obtenidos en dichos proyectos de investigación.

Alcalá González, Julián (2009). Optimización heurística económica de tableros de puentes losa pretensados. (Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Valencia, España). El proyecto tiene como fin aplicar la optimización estructural a puentes de losa de concreto pretensado teniendo en cuenta el punto de vista económico e incorporar criterios prácticos de tipo constructivo, empleando métodos heurísticos, lo que permite abordar el problema de forma discreta, El análisis automático del comportamiento global de la estructura se lleva a cabo sobre un modelo de viga continua con comportamiento elástico y lineal, que se resuelve mediante cálculo matricial. Para la evaluación de los estados y combinaciones de carga se sigue la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP Madrid, 1998.

Es claro ver como a nivel internacional también se ve la necesidad de optimizar pasos elevados debido a que estos generan una inversión en el tiempo ya que conectan de una manera rápida dos puntos anteriormente comunicados debido al paso de un río, un cañón, o como solución al paso vehicular en una intersección.

Delgado Gil, Cesar Alfonso, & Zúñiga Jurado, Beny Rene (2015) Comparación de costos entre puentes con vigas de acero, concreto reforzado y postensado considerando la variación de la luz libre (Trabajo de grado, Universidad De Cartagena, Colombia). El principal objetivo de

este trabajo fue determinar que alternativa de construcción resulta más económica al momento de construir un puente regido por la Norma Colombiana de Diseño de Puentes (CCP14) analizando puentes de tipo losa y vigas sin apoyos intermedios condiciones urbanas y rurales en donde se asumieron puentes vehiculares que no pasaban por cuerpos de agua, por lo que no se tuvo en cuenta efectos de socavación ni ningún otro efecto hidráulico. Para esto se diseñaron cinco puentes con vigas en acero, cinco puentes con vigas en concreto reforzado y cinco puentes con vigas en concreto postensado, para luces variables desde diez metros hasta treinta metros variando las luces de cinco en cinco metros, obteniendo como resultado una gráfica donde se superpone la variación de los costos a medida que aumenta la longitud del puente, gracias a esto se evidencia que a una longitud de 15 metros, el material más óptimo económicamente es el concreto reforzado, pero a medida de que la longitud aumenta los costos se elevan demasiado, debido a las grandes dimensiones en su sección transversal, el caso contrario ocurre con el concreto postensado, ya que en longitudes menores a 16 metros resulta más costoso, pero a medida que la luz aumenta, este material resulta ser más óptimo económicamente, y los puentes hechos con perfiles metálicos resultan menos óptimos debido a que se deben limitar las dimensiones a medidas de perfiles comerciales.

Almeida Hernández, John Alex & Herrera, Alexis Eduardo (2019) Diseño y comparación económica de la super-estructura de un puente de 30 metros de luz considerando variantes de losa con vigas de hormigón postensado y vigas-losa-cajón (Proyecto previo a la obtención del título de ingeniero civil, Escuela Politécnica Nacional, Quito, Ecuador). En este proyecto se realizó el diseño, comparación técnica y comparación económica de la superestructura de dos puentes de 30 metros de luz sin apoyos intermedios, considerando las variantes de losa sobre

vigas de hormigón postensado y vigas-losa-cajón. El diseño se realizó basándose en lo indicado en las normas AASHTO LRFD 2017, ACI-14, NEC-15 y NEVI-12.

Para el análisis económico se consideraron los costos vigentes en el país de Ecuador en el año 2019, tanto para materiales como para mano de obra, además, se ha determinado un cronograma de actividades con ayuda de diagramas de Gantt y cronogramas valorados en escalas de tiempo iguales para cada puente bajo condiciones similares de ubicación y facilidad de logística, para establecer indicadores de comparación consistentes, obteniendo como resultado que el costo del puente de sistema viga-losa-cajón supera en un 36.57% el costo del puente losa sobre vigas debido a que necesita mayor refuerzo transversal y su geometría la cual implica una construcción más complicada por esta razón los rendimientos en los análisis de precios unitarios son menores y hace que rubros similares como el encofrado y el vaciado de concreto aumenten significativamente.

En el presente proyecto se ha demostrado que el puente viga-losa-cajón no representa la mejor opción económicamente para una longitud de 30 m, pero si la mejor opción en cuanto a resistencia, ya que supera por un 54.37% al puente losa sobre vigas, lo cual deja abierta la investigación para analizar otros tipos de variables a tener en cuenta, como el uso, y analizar hasta qué punto es más recomendable usar un sistema que el otro.

2.2. Marco teórico

El puente es una estructura que forma parte de caminos, carreteras y líneas férreas y canalizaciones, construida sobre una depresión, río, u obstáculo cualquiera” (Claros & Meruvia, 2004).

Está compuesto por el tablero, el cual soporta directamente las cargas dinámicas y por medio de la armadura transmite las tensiones a pilas y estribos; las armaduras trabajarán a flexión (vigas), a tracción (cables), a flexión y compresión (arcos y armaduras), etc.; a cimentación bajo agua es una de las partes más delicadas en la construcción de un puente, por la dificultad en encontrar un terreno que resista las

presiones, siendo normal el empleo de pilotes de cimentación; y las pilas deben soportar la carga permanente y sobrecargas sin asentamientos, ser insensibles a la acción de los agentes naturales, viento, grandes riadas, etc.” (Claros & Meruvia, 2004)

En forma general se conoce como Puente la estructura que sirve para dar continuidad a una vía que se encuentra interrumpida por un obstáculo sea este natural o artificial. El obstáculo que más problema genera para el diseño es la presencia de un río por lo que en forma general el concepto de Puente se asocia a la estructura perteneciente a una vía de tráfico que sirve para cruzar un río o un brazo de mar. No obstante, este no es un concepto acertado por lo que en la ingeniería moderna el Puente es una estructura que sirve como auxiliar en una vía de tráfico que sirve para salvar obstáculos y evitar excesivos movimientos de tierra. (Claros & Meruvia, 2004)

2.2.1. ¿Cómo se comportará la variación de costos al diseñar tableros de puentes cortos de concreto reforzado comparado con puentes con viga metálica y tableros de concreto reforzado, y con tableros de puentes postensado?

En el presente proyecto se proyectará una solución común en el día de hoy que se refiere a qué tipo de construcción nos conviene más para la longitud de puente que se necesita construir, se analizarán en el siguiente proyecto 3 tipos de puentes que comúnmente se usan en los cuales se encuentran puentes con viga metálica y tableros de concreto reforzado, y con tableros de puentes postensado.

2.2.2. ¿Qué es un puente?

Cualquier estructura que tenga un ancho no menor de 6m que forma parte de una carretera o que está localizado sobre o bajo una carretera. (INVIAS, 2014)

2.2.3. ¿Qué es un puente con viga metálica?

Se refiere a un tipo de estructura que está compuesta por perfiles metálicos diseñados para soportar una carga. Un perfil metálico se refiere a una forma que se le da un elemento, el más común es el perfil en forma de I.

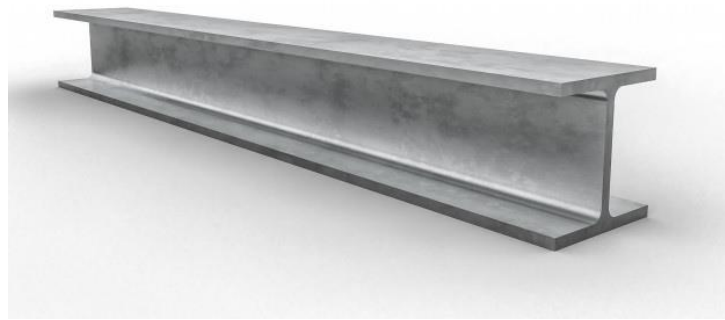


Figura 1. Sección típica de una viga en perfil metálico.

Fuente: Tomado de internet. https://www.freepik.es/fotos-premium/viga-metal-acero-3d_4493083.htm

2.2.4. ¿Qué es un puente en concreto reforzado?

Se refiere a una estructura el cual su sistema estructural este hecho en concreto reforzado como lo pueden ser sus vigas o en el caso de algunos los arcos, estos tipos de puentes se pueden diseñar de manera sencilla con una sección rectangular en la mayoría de casos, en otros casos también podemos encontrar perfiles en I o lo que el diseñador vea mejor para el proyecto.



Figura 2. Sección de unas vigas en I de un puente en concreto reforzado.

Fuente: Tomado de internet. <https://www.e-zigurat.com/blog/es/tutorial-construccion-sismorresistente-puentes-concreto/>

2.2.5. ¿Qué es un puente en concreto postensado?

Un puente de este tipo es algo diferente a de concreto reforzado ya que este inicia con el mismo procedimiento además de eso se le agregaron unos cables internos que posteriormente pasado cierta cantidad de tiempo estos se tensionan para darle la tensión indicada por el diseñador.



Figura 3. Imagen de una viga en concreto postensado de un puente.

Fuente: Tomado de internet. <https://ingenieriaygestiondeproyectos.wordpress.com/2018/09/20/postensado-mas-livianas-resistentes-y-economicas/>

Estos tres tipos de puentes son los que más comúnmente se encuentran en la ciudad de Cúcuta por lo que si se requiere construir un tipo de puente de los cuales ya mencionados, pues no será tan complicado su construcción debido a que ya existe una experiencia en estos y que en la ciudad de Cúcuta ya existen algunos distribuidores para realizar la construcción de estos.

En el siguiente proyecto se hará un análisis de costos de estos tres tipos de puentes en los cuales se podrán conocer cuáles son los elementos que los componen teniendo en cuenta que solo se analizaran los elementos estructurales que hacen parte de la superestructura sin incluir los pilares. Esto con el fin de facilitar al constructor una guía que por temas de costos le es más conveniente asumiendo un rango de longitud en lo que concierne un puente corto, las luces analizadas en el proyecto son 3, una luz de 12

metros que son los más comunes en las carreteras intermunicipales para el uso en quebradas pequeñas o desagües como lo sería un canal, 18 metros que son tipos de puentes utilizados ya para partes más complejas que requieran una distancia mayor entre sus 2 puntos de apoyo y un último de 26 metros que ya serian para el caso de paso de un rio o que la infraestructura y movilidad urbana lo requiera.

2.3. Marco conceptual

Para el desarrollo del proyecto se hizo necesario definir los conceptos de mayor importancia en torno al diseño y construcción de tableros de puentes de concreto reforzado, con vigas metalizas y postensados. Dichos conceptos se presentan a continuación:

Concreto reforzado. Concreto estructural reforzado con no menos de la cantidad mínima de acero de preesforzado o refuerzo no preesforzado. (AIS, Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR10, 2017)

Concreto. Mezcla de cemento portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos. (AIS, Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR10, 2017)

Longitud efectiva. Longitud de la luz utilizada para el diseño empírico de las losas de concreto. (AIS, Norma Colombiana De Diseño De Puentes CCP 14, 2014)

Losa. Un tablero compuesto de concreto y refuerzo. (AIS, Norma Colombiana De Diseño De Puentes CCP 14, 2014)

Luz de diseño. Para los tableros, distancia entre centros de los elementos de apoyo adyacentes, considerada en la dirección principal. (AIS, Norma Colombiana De Diseño De Puentes CCP 14, 2014)

Luz Libre. Distancia entre las caras de los elementos de apoyo. (AIS, Norma Colombiana De Diseño De Puentes CCP 14, 2014)

Postensado. Método de preesforzado en el cual los Torones se tensionan después de que el concreto alcanza una resistencia predeterminada. (AIS, Norma Colombiana De Diseño De Puentes CCP 14, 2014)

Puente. Cualquier estructura que tenga un ancho no menor de 6m que forma parte de una carretera o que está localizado sobre o bajo una carretera. (AIS, Norma Colombiana De Diseño De Puentes CCP 14, 2014)

Sistema de tablero. Superestructura en la cual el tablero es integral con los componentes que lo soportan, o en la cual la deformación de los componentes de apoyo afecta significativamente el comportamiento del tablero. (AIS, Norma Colombiana De Diseño De Puentes CCP 14, 2014)

Tablero. Componente, con o sin superficie de rodadura, que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes. (AIS, Norma Colombiana De Diseño De Puentes CCP 14, 2014)

Viga compuesta. Un miembro de acero sometido a flexión conectado a una losa de concreto de modo que el elemento de acero y la losa de concreto, o refuerzo longitudinal dentro de la losa, respondan a los efectos de una fuerza como una unidad. (AIS, Norma Colombiana De Diseño De Puentes CCP 14, 2014)

Viga. Elemento estructural, horizontal o aproximadamente horizontal, cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su sollicitación principal es el momento flector, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones. (AIS, Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR10, 2017)

2.4. Marco contextual

Este proyecto de investigación tiene como objetivo principal identificar cual es la alternativa de mayor viabilidad al construir puentes con una longitud máxima de 26 metros en la ciudad de

Cúcuta, comparando puentes de concreto reforzado con puentes con viga metálica y tablero reforzado y tableros de puente postensado, evaluando el diseño de cada uno de ellos y analizando el costo de construcción.

Los diseños se llevarán a cabo por cuenta de software, y se regirán por el código colombiano de diseño de puentes (CCP14 INVIAS) Y la norma Sismoresistente colombiana (NSR-10) de los cuales saldrán las cantidades de material, y posteriormente el análisis de precios unitarios, con el que se hará la comparación de cada tipo de puente.

2.5. Marco legal

Para el desarrollo del presente proyecto se contempló el siguiente marco legal.

- Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica – INVIAS)
- Licencia del software

3. Marco metodológico

3.1. Tipo de investigación

El presente proyecto contiene una investigación aplicada, debido a que lleva a la práctica las teorías generales para resolver las necesidades concretas, donde se expresan las características de un grupo o situación, midiendo o evaluando diversos aspectos, variables, dimensiones o componentes del fenómeno objeto de estudio.

3.2. Población y muestra

3.2.1. Población. Análisis de costos de diferentes tipos de puentes, variando la configuración estructural y la longitud de las luces.

3.2.2. Muestra. Análisis de costos de tres tipos de puentes diseñados y construidos en la ciudad de Cúcuta, variando la configuración estructural: tableros de concreto reforzado; vigas metálicas y tableros de concreto reforzado; y tableros de puentes postensados, variando las luces entre 12metros, 18metros y 26metros.

3.3. Instrumentos de recolección de datos.

Se hizo uso de fuentes de información secundaria para soportar las bases teóricas del proyecto, como el uso de documentación y material bibliográfico presentados en el marco teórico del presente proyecto, además del uso de normativas y procedimiento metodológicos para el diseño y análisis de los puentes que serán el foco de investigación.

3.4. Técnicas de procesamiento y análisis de datos.

La presentación de los resultados será de tipo descriptivo, en el cual se analice cada uno de los resultados mostrados por el software especializado en el diseño de puentes, además de presentar

cuadros de presupuestos con el cual se puede hacer una comparación económica de cada uno de los tipos de puentes propuestos.

Se hizo un análisis gráfico con el uso de diagramas que muestren el comportamiento de los costos para los tres tipos de puentes propuestos al variar la longitud de los mismos.

3.5. Actividades y metodología

Para dar cumplimiento de cada uno de los objetivos específicos propuestos para el desarrollo del presente proyecto se tiene la siguiente lista de actividades a realizar.

3.5.1. Lista de actividades.

Para cumplir con el objetivo 1: “Realizar un análisis de carga a los tres tipos de tableros de puentes propuestos, según el código colombiano de puentes, al variar su longitud”

- Se determinaron las condiciones de sitio en el cual se realizará el análisis de costos de los diferentes tipos de tableros de puentes cortos propuestos.
- Se Identificaron las condiciones de uso al cual se someterán los diferentes tipos de tableros propuestos para el así poder seleccionar el camión de diseño según el INVIAS y el Código colombiano de puentes.
- Se Realizo el análisis de cargas para cada uno de los tres tipos de puentes propuestos variando la longitud de las luces del mismo, las cuales son de 12 metros, 18 metros y 26 metros para cada tipo de puente.

Para cumplir con el objetivo 2: “Diseñar los tres tipos de tableros de puentes cortos propuestos: tableros de puentes cortos de concreto reforzado, puentes con viga metálica y tablero reforzado y tableros de puentes postensados”

- Se seleccionaron los parámetros requeridos para ingresar en el software especializado en el diseño de puentes según el Código colombiano de puentes vigente.

- Se realizará un chequeo de cada uno de los diseños realizados con el software, bajo la supervisión del director del Proyecto de grado.

Para dar cumplimiento con el objetivo 3: “Realizar dibujo esquemático de los tableros de puentes cortos diseñados en secciones simples”

- Realizar un detalla del dibujo para cada una de las secciones esquemáticas de los tableros de puentes diseñados, con el fin de mostrar cuales son los refuerzos requeridos para la construcción del puente, de tal forma que sean dimensiones comerciales.

Para dar cumplimiento al objetivo 3: “Realizar presupuesto de cada uno de los tableros de puentes cortos diseñados. Calculando cantidades de obra estructural y precios estimados para el año 2020”

- Se realizará un cálculo de las cantidades de obra de cada uno de los puentes diseñados, tomando como base el detallado de refuerzo presentado en los dibujos esquemáticos de las secciones puentes realizados en el objetivo anterior.
- Basados en precios reales en la ciudad de Cúcuta para el año 2020, y teniendo el costo de la construcción de cada uno de los tipos de puentes diseñados, se realizarán el Análisis de Precio Unitario (APU) para cada tipo de puente.
- Se elaborará un presupuesto general de cada uno de los tipos de tableros de puentes propuestos, determinando cuál de ellos presenta mayor factibilidad y viabilidad.

4. Resultados

4.1. Análisis de carga a los tres tipos de tableros de puentes propuestos, según el código colombiano de puentes, al variar su longitud

El análisis de carga se hizo mediante un software especializado en puentes, por el cual tuvimos un apoyo del director de tesis el Ingeniero Esp. en estructuras Rafael Cáceres. Cabe aclarar que como no se está haciendo énfasis al diseño de un puente los procedimientos no están completos si no que se hizo una descripción de los datos relevantes para la verificación de que la superestructura nos cumpliera con el diseño.

4.1.1. Análisis de carga para un puente de concreto reforzado. El análisis se realizó de tal manera que no se cambiara o añadieran elementos si se ampliaba la luz del puente, solo aumentando su sección (altura) del soporte en este caso que es la viga. El modelo es del Puente de Concreto Reforzado de longitud de 12mts. En los puentes de 18mts y 26mts el procedimiento es el mismo.

GEOMETRÍA DE LA SUPERESTRUCTURA	
TABLERO	
Longitud Total Tablero (m)	12
Luz L (a ejes de apoyos) (m)	11.5
Ancho Libre de Calzada (m)	7.30
Separ. a borde de vigas (m)	1.6
Número de Vigas	4
Longitud del Bordillo (m)	0.35
Altura del Bordillo (m)	0.25
Espesor de la Losa (m)	0.18
Espesor Capa Rodadura (m)	0.05
Sobre Espesor Adic Volad(m)	0
VIGA	
Ancho de Viga, b_w (m)	0.4
Altura Total de Viga, h_v (m)	0.9

Figura 4. Datos solicitados por el software para la superestructura de puente en concreto reforzado.

Estos son los datos geométricos que solicita el software para lo que es un puente en concreto reforzado, entre los cuales se encuentran la longitud total del tablero, la separación entre las vigas en ella se incluye la cantidad de vigas sobre el que estará apoyado el tablero (este dato se trató de mantener constante en las diferentes luces que se hizo el análisis) otros datos que nos exige el software es espesor de la losa y la sección de la viga (cabe resaltar que el propio software coloca una alerta si las dimensiones de las vigas no son las apropiadas).

CONSTANTES DE DISEÑO	
F'c del Concreto (kg/cm ²)	280
Fy del Acero Long (kg/cm ²)	4200
Fy del Acero Flejes (kg/cm ²)	4200
Ø Varilla Flejes (Octav Pulg)	4
Número de Ramas Fleje Típ.	2
Ø Mín Varilla Viga (Oct Pulg)	8
Ø Mín Varilla Losa (Oct Pulg)	4
Recubr Centroid d' Losa (cm)	5
Recubrimiento d' Vigas (cm)	8
Recubrim. Lateral Libre (cm)	2.0
Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
Espesor de Diafragma Típ.(m)	0.25
Carga de Baranda (t/m)	0.15
Dist eje viga-bdeext apoyo(m)	0.2

Figura 5. Datos solicitados por el software para el diseño de un puente en concreto reforzado.

Otros de los datos que nos solicita el software son las constantes de diseño que se tendrán en cuenta al realizar el diseño que son importantes. Los cuales son la resistencia del concreto en el que para todos los análisis se tomó el mismo (280 kg/cm²). La resistencia del acero tanto longitudinal como transversal en este caso (flejes) (4200 kg/cm²) para ambos casos. Además de eso nos exige el diámetro mínimo por el que se quiere diseñar y los recubrimientos que nos exige la NSR-10 por la exposición del acero (C.7.7 de la NSR-10). Otro punto importante es que exige

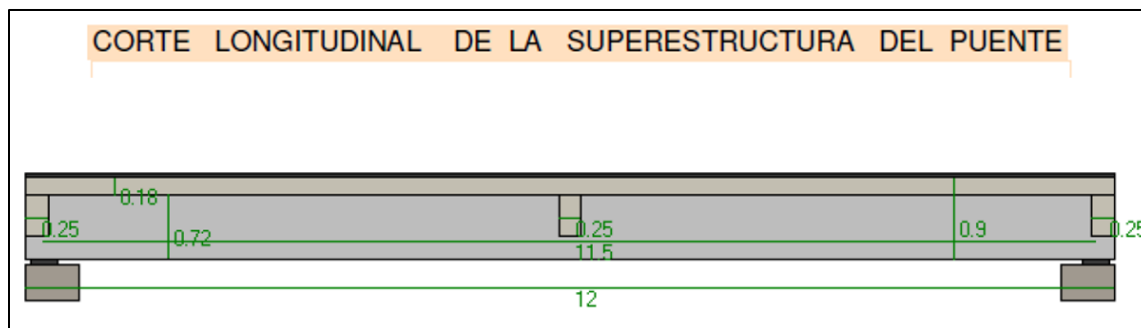


Figura 8. Esquema de la superestructura del puente de concreto reforzado.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Luego de ingresar los datos que nos solicita el software el mismo realiza un esquema simple para saber cómo quedó la superestructura y realizar el análisis.

En el análisis del puente de concreto reforzado el software utilizado nos arrojó los siguientes resultados de momentos teniendo en cuenta diferentes cargas en el primer caso sería las cargas vivas.

MOMENTOS POR CAMIÓN, TÁNDEM, CARRIL DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES POR CARRIL Y POR VIGA													
X (m)	0	0.3	1.15	2.3	3.45	4.6	5.75	6.9	8.05	9.2	10.35	11.2	11.5
Mom por Camión+Imp (t-m)	0	10.41	35.83	60.65	75.33	81.82	81.82	81.82	75.33	60.65	35.83	10.41	0
Mom por Tándem+Imp (t-m)	0	9.19	32.42	57.19	74.31	83.79	85.62	83.79	74.31	57.19	32.42	9.19	0
Mom Carril de Diseño (t-m)	0	1.73	6.13	10.9	14.3	16.35	17.03	16.35	14.3	10.9	6.13	1.73	0
Mom Camión+Imp + Carril (t-m)	0	12.14	41.96	71.55	89.63	98.17	98.85	98.17	89.63	71.55	41.96	12.14	0
Mom Tándem+Imp + Carril (t-m)	0	10.92	38.55	68.09	88.62	100.14	102.65	100.14	88.62	68.09	38.55	10.92	0
Mom Domin CV+Imp por Vía (t-m)	0	12.14	41.96	71.55	89.63	100.14	102.65	100.14	89.63	71.55	41.96	12.14	0
Mom CV+Imp por Viga INT (t-m)	0	7.79	26.94	45.93	57.54	64.29	65.9	64.29	57.54	45.93	26.94	7.79	0
Mom CV+Imp por Viga EXT (t-m)	0	8.44	29.16	49.72	62.3	69.59	71.34	69.59	62.3	49.72	29.16	8.44	0

Figura 9. Resultados del análisis por cargas vivas por viga.
Fuente: Extraída del software de puentes.

CORTANTES POR CAMIÓN, TÁNDEM, CARRIL DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES (POR VÍA o CARRIL)													
X (m)	0	0.3	1.15	2.3	3.45	4.6	5.75	6.9	8.05	9.2	10.35	11.2	11.5
Cort por Camión + Imp (t)	35.9	34.65	31.12	26.33	21.8	17.54	13.29	17.54	21.8	26.33	31.12	34.65	35.9
Cort por Tándem + Imp (t)	31.52	30.65	28.16	24.84	21.51	18.19	14.86	18.19	21.51	24.84	28.16	30.65	31.52
Cort por Carril Diseño (t)	5.92	5.61	4.74	3.55	2.37	1.18	0	1.18	2.37	3.55	4.74	5.61	5.92
Cort Camión + Imp + Carril (t)	41.83	40.27	35.85	29.88	24.17	18.73	13.29	18.73	24.17	29.88	35.85	40.27	41.83
Cort Tándem + Imp + Carril (t)	37.44	36.26	32.9	28.39	23.88	19.37	14.86	19.37	23.88	28.39	32.9	36.26	37.44
Cort Domin CV+Imp por Vía (t)	41.83	40.27	35.85	29.88	24.17	19.37	14.86	19.37	24.17	29.88	35.85	40.27	41.83
Cort CV+Imp por Viga INT (t)	30.14	29.02	25.84	21.53	17.42	13.96	10.71	13.96	17.42	21.53	25.84	29.02	30.14
Cort CV+Imp por Viga EXT (t)	29.07	27.99	24.92	20.77	16.8	13.46	10.33	13.46	16.8	20.77	24.92	27.99	29.07

Figura 10. Resultados del análisis por cargas vivas por carril.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Estos fueron los resultados de cortante que nos arrojó del análisis de carga viva por medio de software los cuales son los momentos y cortantes, en estos resultados se logra apreciar las combinaciones que realiza tanto por el camión de diseño como tadem y analizando por separado las vigas internas y externas.

ANÁLISIS POR CARGA DE LOSA Y PAVIMENTO													
													
CONVENCIÓN C. DC1 = Carga Muerta por Losa, Viga, Bordillo, Baranda, Sobrespesor de losa C. DC2 = Carga Muerta por Diafragmas o Riostras C. DC TOT = DC1 + DC2 C. DW = Carga Muerta por Pavimento o Capa Rodadura													
VIGA INTERIOR: MOMENTOS Y CORTANTES POR C. MUERTA DC Y DW . M en t-m V en t													
X (m)	0	0.92	1.15	2.3	3.45	4.6	5.75	6.9	8.05	9.2	10.35	10.58	11.5
Mom C. DC1	0	8.445	10.327	18.358	24.095	27.538	28.685	27.538	24.095	18.358	10.327	8.445	0
Mom C. DC2	0	0.208	0.259	0.519	0.778	1.038	1.297	1.038	0.778	0.519	0.259	0.208	0
Mom C. DC TOT	0	8.652	10.586	18.877	24.874	28.575	29.982	28.575	24.874	18.877	10.587	8.652	0
Mom C. DW	0	1.071	1.309	2.328	3.055	3.491	3.637	3.491	3.055	2.328	1.309	1.071	0
Cort C. DC1	9.977	8.381	7.982	5.986	3.991	1.995	0	-1.995	-3.991	-5.986	-7.982	-8.381	-9.977
Cort C. DC2	0.677	0.226	0.226	0.226	0.226	0.226	0.226	-0.226	-0.226	-0.226	-0.226	-0.226	-0.677
Cort C. DC TOT	10.654	8.607	8.208	6.212	4.217	2.221	0.226	-2.221	-4.217	-6.212	-8.207	-8.607	-10.654
Cort C. DW	1.265	1.063	1.012	0.759	0.506	0.253	0	-0.253	-0.506	-0.759	-1.012	-1.063	-1.265

Figura 11. Resultados del análisis de carga muerta en las vigas internas.
Fuente: Extraída del software de puentes.

En esta tabla se encuentran los momentos y cortantes de carga muerta generados por la losa y el pavimento en la superestructura.

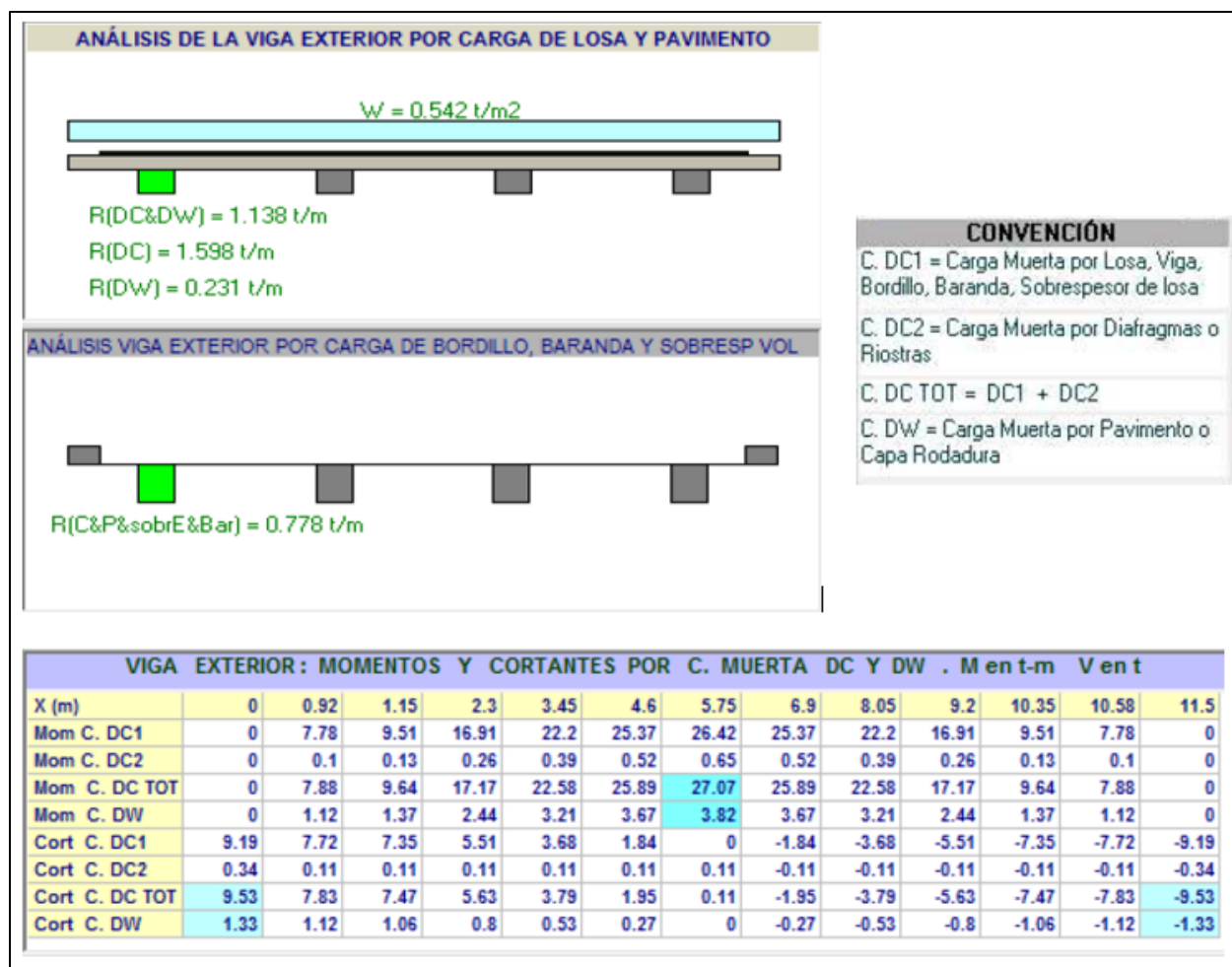


Figura 12. Resultados del análisis de carga muerta en las vigas exteriores.

Fuente: Extraída del software de puentes.

Este fue el análisis de carga que se realizó para el puente de concreto reforzado, junto con los parámetros que tuvo que tener en cuenta el programa, cabe resaltar que estos fueron los análisis para una sola longitud, para los puentes de 18mts y 26mts se hizo el mismo análisis de carga variando únicamente en la altura de las vigas de apoyo longitudinal.

4.1.2. Análisis de carga para un puente de concreto postensado.

El análisis se realizó de la misma manera como el de concreto reforzado de tal manera que no se cambiara o añadieran elementos si se ampliaba la luz del puente, solo aumentando su sección (altura) del soporte en este caso que es la viga. El modelo es del Puente de Concreto Postensado de longitud de 12mts. En los puentes de 18mts y 26mts el procedimiento es el mismo.

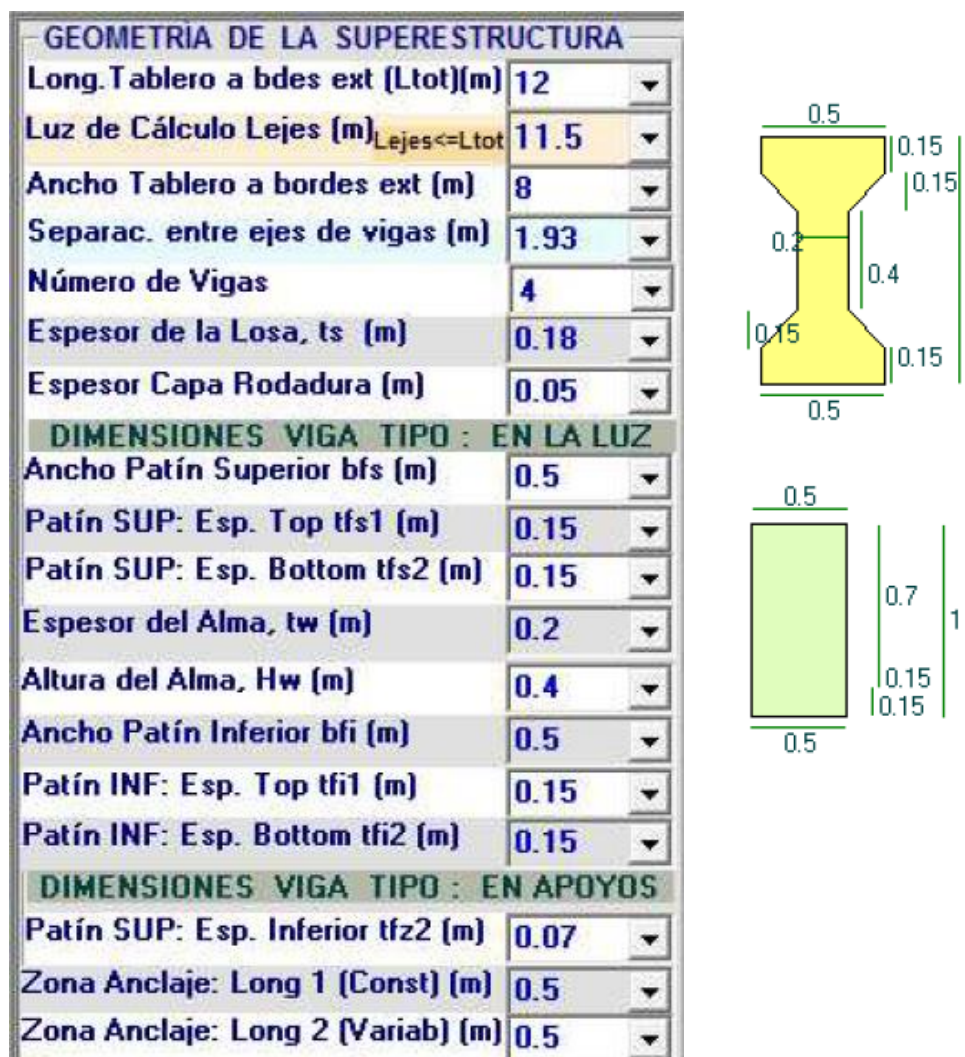


Figura 13. Datos solicitados por el software para un puente en concreto postensado y un esquema de la sección transversal de las vigas.

Fuente: Extraída del software de puentes.

Estos son los datos geométricos que solicita el software para lo que es un puente en concreto postensado, algunos datos que nos exige son la longitud total del tablero, la separación entre las vigas, en ella se incluye la cantidad de vigas sobre el que estará apoyado el tablero (este dato se trató de mantener constante en las diferentes luces que se hizo el análisis) otros datos que nos exige el software es espesor de la losa y la sección de la viga (cabe resaltar que el propio software coloca una alerta si las dimensiones de las vigas no son las apropiadas), el software toma como perfil ideal es el perfil en I y nos pide algunos datos de las secciones que necesitamos para el diseño. Más adelante se puede apreciar una figura que nos da el software de las especificaciones que le colocamos para tener más claro, cuáles son los datos que realmente nos pide el software en las dimensiones del perfil.

Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
F'c del Concreto Vigas (kg/cm²)	350
F'c del Concreto Losa (kg/cm²)	280
Fy Acero Losa y Vigas (kg/cm²)	4200
Recubrim Centroid d' Losa (cm)	5

Figura 14. Datos solicitados por el software para el diseño de un puente en concreto postensado.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Entre otros datos solicitados por el software se encuentran el camión de diseño que eso depende de la norma que se vaya a utilizar en este caso como lo fue en el puente de concreto reforzado se usara en este caso para Colombia se encuentra vigente la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14, en el que se especifica con qué tipo de carga se le hace el análisis. para este caso la resistencia del concreto en las vigas es diferente al concreto de la losa, esto debido a las altas tensiones se requiere una mayor resistencia en el concreto, el acero de la losa y las vigas será el mismo en todos los casos y el recubrimiento se mantendrá de 5 cm.

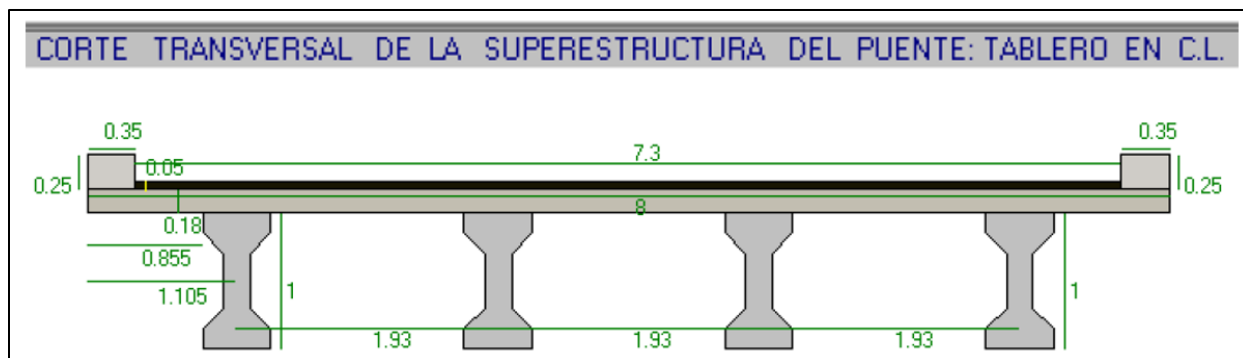


Figura 15. Esquema de la superestructura del puente de concreto postensado.
Fuente: Extraída del software de puentes.

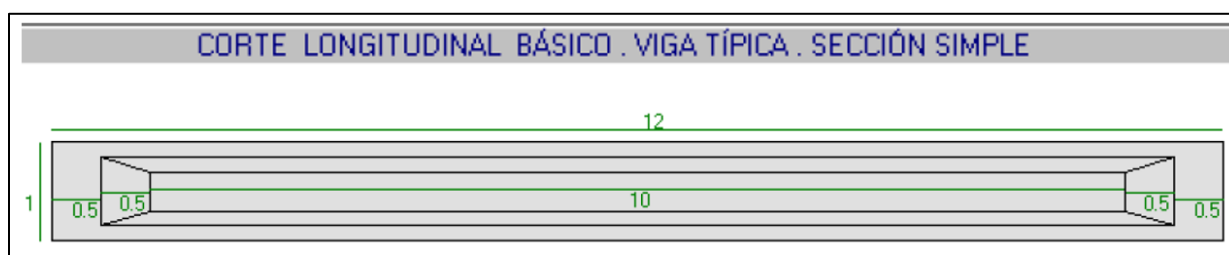


Figura 16. Esquema de la superestructura del puente de concreto postensado.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Para entender un poco mejor el esquema anterior el software nos da unos cortes transversales en este caso una viga común en que en los apoyos tiene una sección rectangular y luego toma la forma del perfil en I que se mostraba en los datos geométricos.

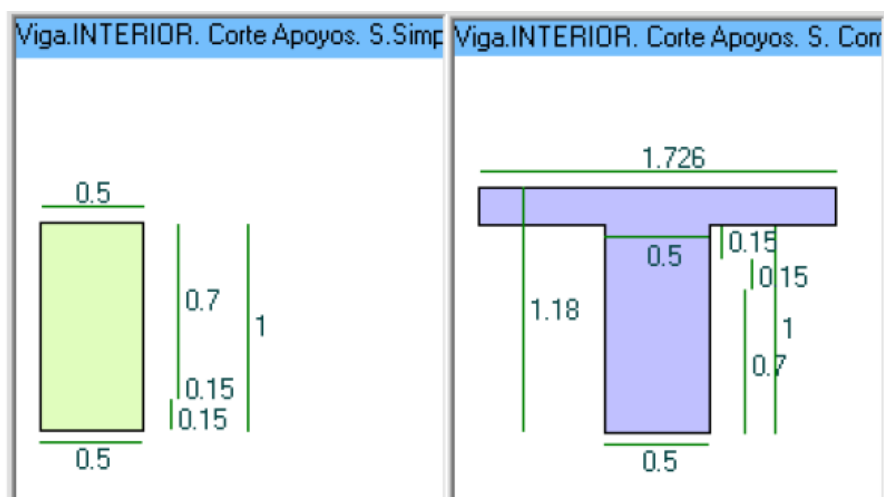


Figura 17. Detalle de una viga en los apoyos, la de la parte izquierda hace referencia sola sin la losa.
Fuente: Extraída del software de puentes.

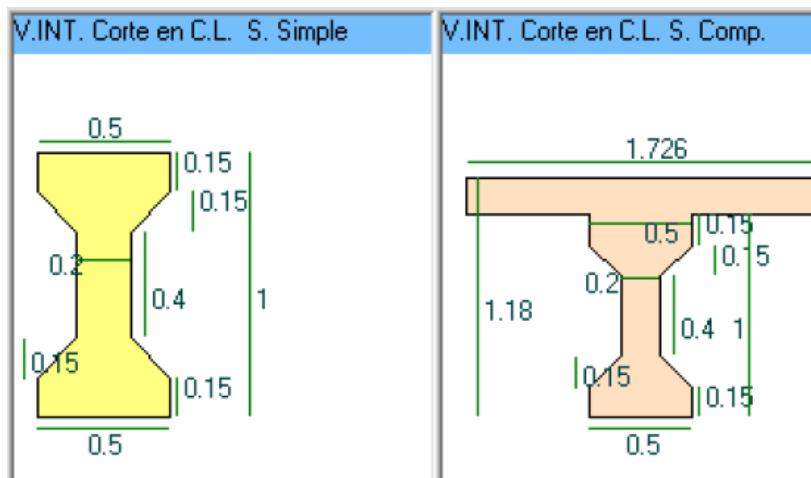


Figura 18. Detalle de una viga en la luz, la de la parte izquierda hace referencia sola sin la losa.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Luego de ingresar los datos que nos solicita el software el mismo realiza un esquema simple para saber cómo quedo la superestructura y realizar el análisis.

En las siguientes tablas se encuentra un análisis detallado de las cargas muertas para este tipo de puente. Primero se muestra el análisis de carga para las vigas interiores y luego para las vigas externas.

Viga INTERIOR		
Solicitaciones por Peso Propio de la Viga . Sección Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Área Sección Simple.En Apoyos		0.5 m2
Carga Muerta W_DC Apoyos	0.5×2.4	1.2 t/m
Longitud de Aplicación	$0.5 + 0.5$	1 m
Área Sección Simple. En la Luz		0.335 m2
Carga Muerta W_DC en la Luz	0.335×2.4	0.804 t/m
Longitud de Aplicación	$11.5 - 2 \times 1$	9.5 m
Solic. por PP. Losa,Riostra(s), Formaleta, Equipo, Personal. S. Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Promedio de Losa	$0.18 + 0.02$	0.2 m
Ancho Total de Losa		8 m
Carga de la Losa por Viga	$8 \times 0.2 \times 2.4 / 4$	0.96 t/m
Área del Diafragma Típico		1.144 m2
Carga Puntual de un Diafragma	$1.144 \times 0.25 \times 2.4$	0.686 t
Número de Diafragmas Interiores		1
Carga por Equipos y Personal		0.08 t/m2
Aferencia Viga		1.93 m
Carga Equipos y Pers por Viga	0.08×1.93	0.1544 t/m

Figura 19. Análisis de cargas muertas en las vigas interiores.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Solicitaciones por Carpeta Asfáltica . Sección Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Carpeta Asfáltica		0.05 m
Ancho Losa (sin descont Bord/NJ)		8 m
Carga Total Asfalto por Viga	$0.05 \times 8 \times 2.2 / 4$	0.22 t/m
Solicitaciones por Barandas, Bordillos, Barreras NJ. Secc. Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Carga de cada Baranda		0.15 t/m
Número de Barandas	$0 \times \text{extizq} + 0 \times \text{extder} + 0 \times \text{intizq} + 0 \times \text{intder}$	0
Carga Barandas por Viga	$0 \times 0.15 / 4$	0 t/m
Carga de Bordillo IZQ	$0.35 \times 0.25 \times 2.4 / 4$	0.052 t/m
Carga de Bordillo DER	$0.35 \times 0.25 \times 2.4 / 4$	0.052 t/m
Carga Bordillos por Viga		0.105 t/m
Area Barrera NJ Tipo		0.1974 m2
Carga de Barreras NJ	0.1974×2.4	0.474 t/m
Número de Barreras NJ	$0 \times \text{NJizq} + 0 \times \text{NJder} + 0 \times \text{int}$	0
Carga Barreras NJ por Viga	$0.474 \times 0 / 4$	0 t/m

Figura 20. Análisis de cargas muertas en las vigas interiores.
Fuente: Extraída del software de puentes.

En las siguientes imágenes se muestran los resultados del análisis de las cargas por separado, como las toma el software y las analiza.

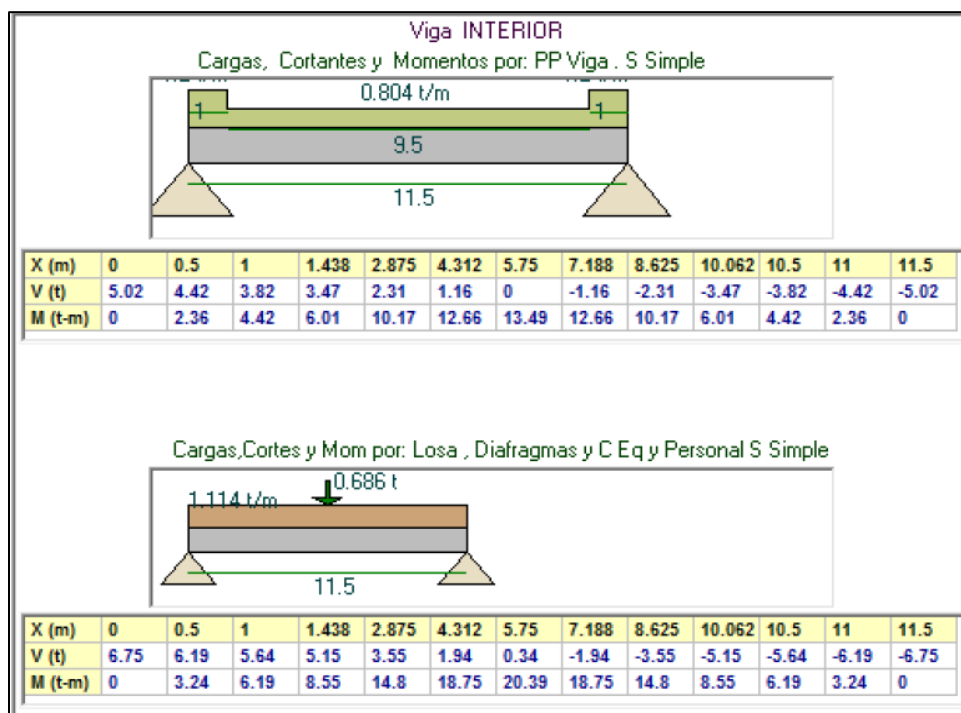


Figura 21. Resultados del análisis de cargas muertas en las vigas interiores.
Fuente: Extraída del software de puentes.

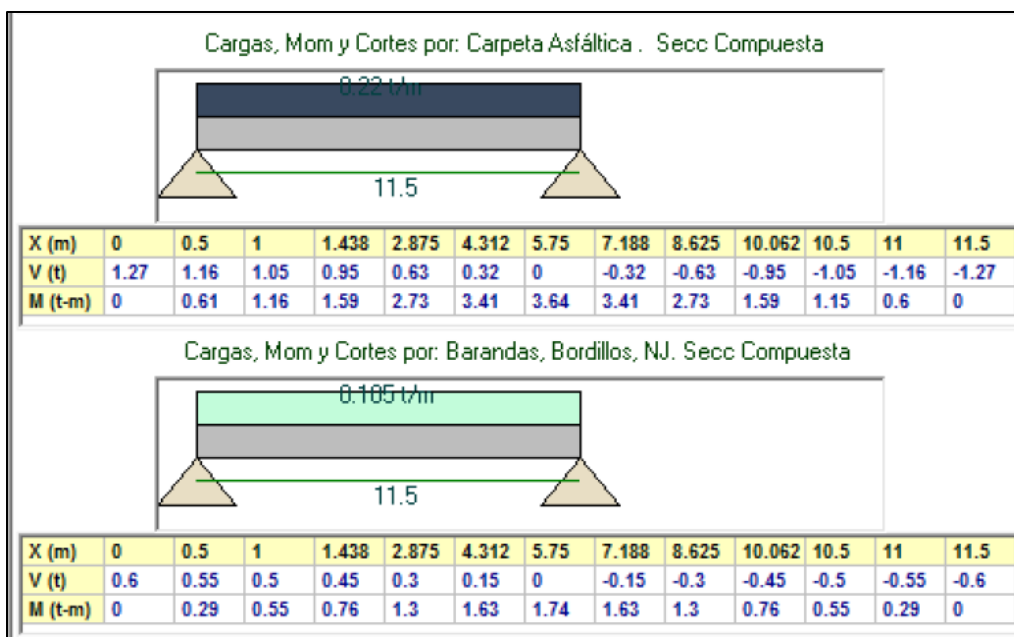


Figura 22. Resultados del análisis de cargas muertas en las vigas interiores.
Fuente: Extraída del software de puentes.

El mismo análisis se hizo para las vigas del exterior.

Viga EXTERIOR		
Solicitaciones por Peso Propio de la Viga . Sección Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Área Sección Simple.En Apoyos		0.5 m ²
Carga Muerta W_DC Apoyos	0.5 x 2.4	1.2 t/m
Longitud de Aplicación	0.5 + 0.5	1 m
Área Sección Simple. En la Luz		0.335 m ²
Carga Muerta W_DC en la Luz	0.335 x 2.4	0.804 t/m
Longitud de Aplicación	11.5 - 2 x 1	9.5 m
Solic. por PP. Losa,Riostra(s), Formaleta, Equipo, Personal. S. Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Promedio de Losa	0.18 + 0.02	0.2 m
Ancho Total de Losa		8 m
Carga de la Losa por Viga	8 x 0.2 x 2.4 / 4	0.96 t/m
Área del Diafragma Típico		1.144 m ²
Carga Puntual de un Diafragma	1.144 x 0.25 x 2.4 / 2	0.343 t
Número de Diafragmas Interiores		1
Carga por Equipos y Personal		0.08 t/m ²
Aferencia Viga	1.93 / 2 + 1.105	2.07 m
Carga Equipos y Pers por Viga	0.08 x 2.07	0.1656 t/m

Figura 23. Análisis de cargas muertas en las vigas exteriores.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Solicitaciones por Carpeta Asfáltica . Sección Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Carpeta Asfáltica		0.05 m
Ancho Losa (sin descont Bord/NJ)		8 m
Carga Total Asfalto por Viga	$0.05 \times 8 \times 2.2 / 4$	0.22 t/m

Solicitaciones por Barandas, Bordillos, Barreras NJ. Secc. Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Carga de cada Baranda		0.15 t/m
Número de Barandas	$0 \times \text{tizq} + 0 \times \text{tder} + 0 \times \text{intzq} + 0 \times \text{intder}$	0
Carga Barandas por Viga	$0 \times 0.15 / 4$	0 t/m
Carga de Bordillo IZQ	$0.35 \times 0.25 \times 2.4 / 4$	0.052 t/m
Carga de Bordillo DER	$0.35 \times 0.25 \times 2.4 / 4$	0.052 t/m
Carga Bordillos por Viga		0.105 t/m
Area Barrera NJ Tipo		0.1974 m ²
Carga de Barreras NJ	0.1974×2.4	0.474 t/m
Número de Barreras NJ	$0 \text{ NJizq} + 0 \text{ NJder} + 0 \text{ int}$	0
Carga Barreras NJ por Viga	$0.474 \times 0 / 4$	0 t/m

Figura 24. Análisis de cargas muertas en las vigas exteriores.
Fuente: Extraída del software de puentes.

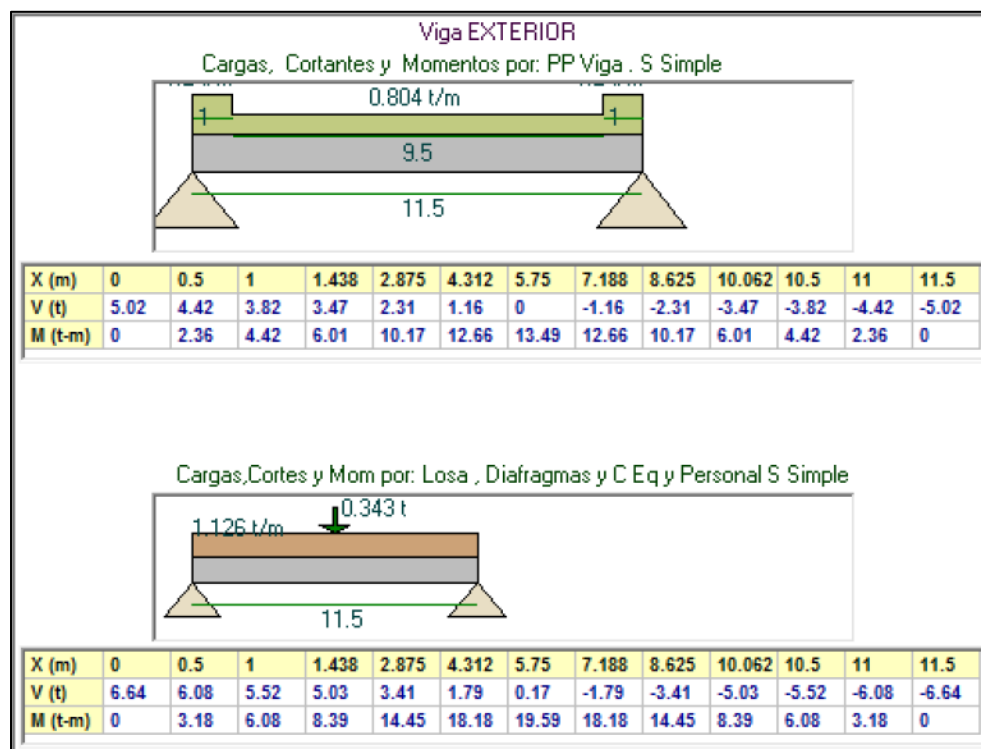


Figura 25. Resultados del análisis de cargas muertas en las vigas exteriores.
Fuente: Extraída del software de puentes.

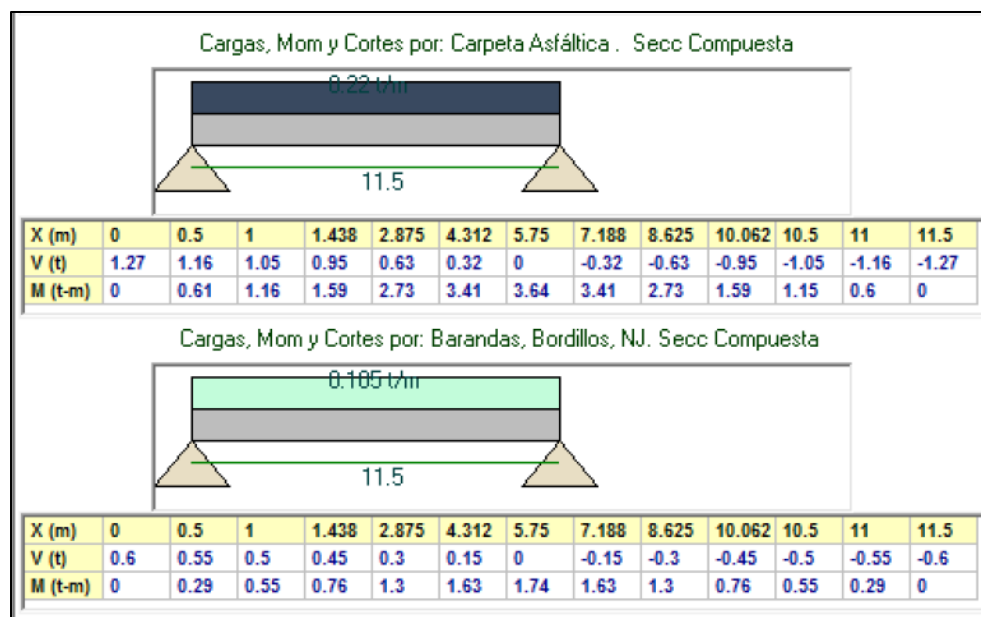


Figura 26. Resultados del análisis de cargas muertas en las vigas exteriores.

Fuente: Extraída del software de puentes.

En el análisis de carga viva para el puente de concreto postensado nos arrojó los siguientes resultados de momentos teniendo en cuenta diferentes cargas vivas.

MOMENTOS POR CAMIÓN, TÁNDEM, C. DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES POR CARRIL Y POR VIGA (t-m)													
X (m)	0	0.5	1	1.438	2.875	4.312	5.75	7.188	8.625	10.062	10.5	11	11.5
Mom por Camión+Imp	0	16.93	31.78	43.05	68.88	80.42	80.42	80.42	68.88	43.05	31.78	16.93	0
Mom por Tándem+Imp	0	15.03	28.62	39.32	66.67	82.13	85.62	82.13	66.67	39.32	28.62	15.03	0
Mom Carril de Diseño	0	2.83	5.41	7.45	12.77	15.96	17.03	15.96	12.77	7.45	5.41	2.83	0
Mom Camión+Imp+Carril	0	19.76	37.19	50.5	81.65	96.38	97.45	96.38	81.65	50.5	37.19	19.76	0
Mom Tándem+Imp+Carril	0	17.87	34.03	46.77	79.44	98.09	102.65	98.09	79.44	46.77	34.03	17.87	0
Mom Domin CV+Imp por Vía	0	19.76	37.19	50.5	81.65	98.09	102.65	98.09	81.65	50.5	37.19	19.76	0
Mom CV+Imp por Viga INT	0	13.38	25.19	34.2	55.3	66.43	69.51	66.43	55.3	34.2	25.19	13.38	0
Mom CV+Imp por Viga EXT	0	18.86	35.49	48.2	77.93	93.62	97.97	93.62	77.93	48.2	35.49	18.86	0

Figura 27. Resultado del análisis de cargas vivas.

Fuente: Extraída del software de puentes.

Un análisis adicional que se hace cuando se maneja una estructura en concreto postensado es un análisis que se le hace de pre esfuerzo, que básicamente es antes de realizar el tensionamiento de los cables.

Información Técnica de los Torones de Presfuerzo

Grado	1725 (250)	Fuerza Res Lim de 1 Torón
Designación del Torón	# 13	11.53 t
Dist Cable Equiv a fondo viga CL (m)	0.14	Área de 1 Torón
Penetración de Cuña (fabricante) mm	6	0.93 cm ²
% Total de Pérd de Fza Presf (transf)	20	

Grado	Denom.	Diám, cm	Área, cm ²	Res. Rotura Mín, t	Res. Última, t	Res. Lim(desp.pérd), t
250	# 13	1.27	0.93	16.01	14.41	11.53
250	# 15	1.52	1.39	24.02	21.62	17.29
270	# 13	1.27	0.99	18.73	16.86	13.49
270	# 15	1.52	1.40	26.76	24.08	19.27

fp_y = 0.9fp_u Esf Lím (Est Serv) = 0.8fp_y [desp pérdidas]

Solicitaciones de la Viga Crítica. C.L.

ITEM	Descripción	Valor (t-m)
M.DC_ppv	Mom por p.p viga	13.49
M.DC_los.r.eqp	Mom por p.p losa+riostro+equip+person	19.59
	Mom E.Lim.Servicio Secc.Simple	33.08

ITEM	Descripción	Valor (t-m)
M.DW_asf	Mom por asfalto	3.64
M.DC_barr	Mom por bordillos, barandas y NJ	1.74
M.L+i	Mom por Camión de Diseño	97.97
	Mom E.Lim.Servicio Secc.Comp.	103.34

Figura 28. Selección de la cantidad de torones y el diámetro que se colocara en el puente de concreto postensado.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Para el puente de concreto postensado cambia un poco el análisis ya que en este se incluye unos torones que tienen los cables, cada uno de ellos tiene una tensión propia y un orden de tensado. En la siguiente imagen se encuentra un ejemplo de lo que sería un cable con 7 torones.



Figura 29. Cable con torones.

Fuente: Tomado de internet. [https://www.bricolemar.com/cable-acero/3008-cable-acero-galvanizado-2mm-6x7-](https://www.bricolemar.com/cable-acero/3008-cable-acero-galvanizado-2mm-6x7-1-rollo-25m-cursol.html)

1-rollo-25m-cursol.html

4.1.3. Análisis de carga para un puente de viga metálica. El análisis para un puente con vigas metálicas varía un poco, por el cambio de materiales, haciendo que exista un comportamiento diferente, para este ejemplo tomaremos el puente de 12mts analizado mediante el software especializado en puente y rigiéndonos con las normas que existen en Colombia.

Estos son los datos iniciales que nos solicita el software para un puente con viga metálica, iniciando con la geometría de la superestructura.

GEOMETRÍA DE LA SUPERESTRUCTURA	
DIMENSIONES DEL TABLERO	
Long Total de Tablero (Ltot) (m)	12
Luz de Cálculo Lejes (m)	11.5
Ancho Libre de Calzada (m)	7.3
Separac. entre ejes de vigas (m)	2
Número de Vigas	4
Longitud del Bordillo (m)	0.35
Altura del Bordillo (m)	0.25
Espesor de la Losa, t_s (m)	0.18
Espesor Capa Rodadura (m)	0.05
Altura de Haunch o Chaflán (cm)	0
Ancho Aprox. del Haunch (cm)	40

Figura 30. Datos solicitados por el software para un puente con vigas metálicas.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Como lo fueron los otros modelos siempre se trató de mantener las mismas especificaciones para hacer una comparativa correcta, en este ejemplo de un puente en viga metálica se tomó el de 12mts con 4 vigas de apoyos esa cantidad se mantuvo para todos igual, y las especificaciones adicionales como lo son la altura del bordillo, el espesor de la losa y espesor de la capa de rodadura entre otros.



Figura 31. Especificaciones del perfil metálico solicitadas por el software.

Fuente: Extraída del software de puentes.

Para entender un poco los términos usados se anexo la ilustración dada por el software para entender un poco más de lo que se trata cada nombre. Este tipo de perfil se usó en los 3 análisis el mismo que es un perfil en I, variando su altura y sus espesores claramente para que cumpliera con el diseño del puente.

CONSTANTES DE DISEÑO	
F'c del Concreto (kg/cm ²)	280
Fy del Acero Vigas (kg/cm ²)	3450
Fy Acero Armad. Losa (kg/cm ²)	4200
Recubrim Centroid d' Losa (cm)	5
Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
CARGAS PERMANENTES Y SOBREIMP.	
Carga de cada Baranda (t/m)	0.15
C. por Personal y Equipo (t/m ²)	0.08
Sobreespesor equiv de losa (cm)	2
ARRIOSTRAMIENTO TRANSVERSAL	
Sep. Máx a ejes de Riostras (m)	6

Figura 32. Especificaciones solicitadas para el diseño del puente.

Fuente: Extraída del software de puentes.

Para el caso del puente en viga metálica como los otros el concreto se trató de mantener igual el acero de la losa, como propiedad propia para un puente de este tipo se requiere una resistencia

diferente en la superestructura como lo son las vigas con una resistencia de 3450 (kg/cm²) y usando la misma norma para el análisis de carga viva que lo requiere la normal que es la CCP14 que rige en Colombia. En estos tipos de puentes se colocaron unas riostras para ayudar a la superestructura, estas se colocaron cada 6 metros para los 3 modelos que se realizaron.

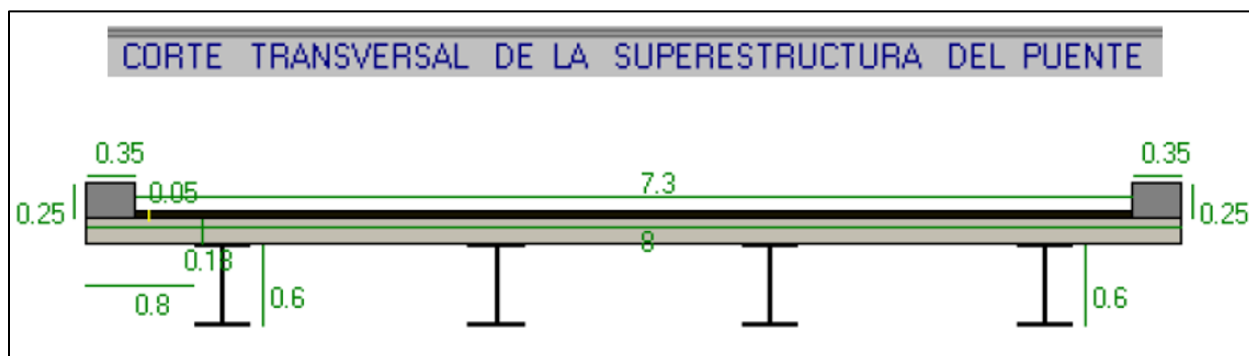


Figura 33. Esquema de la superestructura del puente en perfiles metálicos.
Fuente: Extraída del software de puentes.

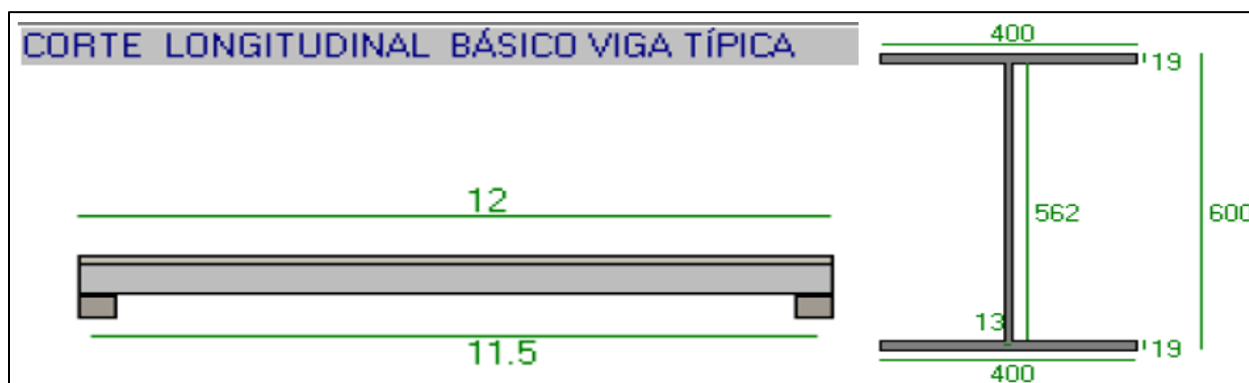


Figura 34. Esquema de la superestructura del puente en perfiles metálicos.
Fuente: Extraída del software de puentes.

En los esquemas se tienen un corte trasversal del puente en el que se aprecian todos los elementos con los que se hizo el análisis, como lo es la losa de concreto de espesor de 0.18mts la carpeta asfáltica, los bordillos y las vigas metálicas. Se encuentra un corte longitudinal teniendo en cuenta la luz que se usó de ejemplo que es de 12mts y el detalle del perfil metálico.

Análisis de las cargas muertas para el caso de un puente con viga metálica.

VIGA INTERIOR	
DETALLE ANÁLISIS DE CARGAS PERMANENTES	
Ítem	Cálculo detallado de las Cargas
Ancho Aferente Losa	$8 / 4 = 2 \text{ m}$
C. por P.P. de Losa	$(0.18 + 0.02) \times 2.4 \times 2 = 0.96 \text{ t/m}$
Carga por P.P. Viga	$0.0225 \times 7.86 = 0.177 \text{ t/m}$
C.Equipos y Personal	$0.08 \times 2 = 0.16 \text{ t/m}$
Carga Peso Chaflán	$0 \times 0.4 \times 2.4 = 0 \text{ t/m}$
Total de Cargas	1.297 t/m
DETALLE ANÁLISIS CARGAS SOBREPUESTAS	
Ítem	Cálculo Detallado de las Cargas
C.Rodadura:Ancho A:	$7.3 / 4 = 1.825 \text{ m}$
C.Rodadura: Cargas	$0.05 \times 2.2 \times 1.825 = 0.201 \text{ t/m}$
Bordillos	$0.35 \times 0.25 \times 2.4 \times 2 / 4 = 0.105 \text{ t/m}$
Barandas	$0.15 \times 2 / 4 = 0.075 \text{ t/m}$

Figura 35. Análisis de carga muerta para las vigas internas.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Estos fueron los resultados para el análisis de carga muerta realizado en el puente de viga metálica con luz de 12 metros.

ANÁLISIS DE LA VIGA . MOMENTOS		
Momentos Máximos por Carga Muerta . Sección SIMPLE . Cálculo Detallado		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
Momento por Cargas Permantes DC1	$1.297 \times 11.5^2 / 8$	21.44 t-m
Momento por Bordillos DC2	$0.105 \times 11.5^2 / 8$	1.74 t-m
Momento por Barandas DC3	$0.075 \times 11.5^2 / 8$	1.24 t-m
Momento por Capa Rodadura DW	$0.201 \times 11.5^2 / 8$	3.32 t-m
ANÁLISIS DE LA VIGA . CORTANTES		
Cortantes Máximos por Carga Muerta . Sección SIMPLE . Cálculo Detallado		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
Cortante por Cargas Permantes DC1	$1.297 \times 11.5 / 2$	7.46 t
Cortante por Bordillos DC2	$0.105 \times 11.5 / 2$	0.6 t
Cortante por Barandas DC3	$0.075 \times 11.5 / 2$	0.43 t
Cortante por Capa Rodadura DW	$0.201 \times 11.5 / 2$	1.15 t

Figura 36. Resultados del análisis de cargas muertas para el puente de viga metálica.
Fuente: Extraída del software de puentes.

En las siguientes tablas se muestran los resultados del software para el análisis de carga viva para una luz de 12 mts

Momentos Mayorados. Sección Simple y Sección Compuesta. Tabla 3.4.1.1		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
MomMáx Cam+Imp+CarrDis	Ecuac 1	101.68 t-m
MomMáx Tánd+Imp+CarDis	Ecuac 2	105.01 t-m
Mom.MáxCarr.Dominante	Domina el Tándem	105.01 t-m
Fact de Distr mg Flex		0.609
Mom.Viga C.Viv+Imp Dom	105.01×0.609	64 t-m
Mu E.L. Res. I Secc Comp	$1.25(21.44+1.74+1.24)+1.5 \times 3.32+1.75 \times 64$	147.49 t-m
Mu E.L. Res IV SeccSimple	1.5×21.44	32.16 t-m
Mu E.L. Serv I Secc. Comp	$(21.44 + 1.74 + 1.24) + 3.32 + 64$	91.73 t-m
Mu E.L. Serv II SeccComp	$(21.44 + 1.74 + 1.24) + 3.32 + 1.3 \times 64$	110.93 t-m
FDistr Flex 1 carr cargad	(incluye $m= 1.20$)	0.66
Mom Fatiga, incluy 15%IM	$M \text{ fat}(Ec 3) \times fddm / m = 38.2 \times 0.66 / 1.2$	21.01 t-m
Mu E.L. Fatig I SeccComp	1.5×21.01	31.52 t-m
Mu E.L. Fatig II SeccComp	0.75×21.01	15.76 t-m

Cortantes Mayorados. Sección Simple y Sección Compuesta. Tabla 3.4.1.1		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
ReaccMáx Cam+Imp+CarrD	Caso de Carga 1	41.87 t
ReaccMáx Tánd+Imp+CarD	Caso de Carga 2	37.44 t
Reacc.MáxCarr.Dominante	Domina el Tándem	41.87 t
Fact de Distr Cort		0.721
Reacc.Viga C.Viv+Imp Dom	41.87×0.721	30.17 t
Ru E.L. Res. I Secc Comp	$1.25(7.46+0.6+0.43)+1.5 \times 1.15+1.75 \times 30.17$	65.14 t
Ru E.L. Res IV SeccSimple	1.5×7.46	11.19 t
Ru E.L. Serv I Secc. Comp	$(7.46 + 0.6 + 0.43) + 1.15 + 30.17$	39.82 t
Ru E.L. Serv II SeccComp	$(7.46 + 0.6 + 0.43) + 1.15 + 1.3 \times 30.17$	48.87 t

Figura 37. Resultado del análisis de cargas vivas para un puente con viga metálica.
Fuente: Extraída del software de puentes.

4.2. Diseño de los tres tipos de tableros de puentes cortos propuestos: tableros de puentes cortos de concreto reforzado, puentes con viga metálica y tablero reforzado y tableros de puentes postensados

4.2.1. Diseño de un puente en concreto reforzado. En el caso del diseño del puente de concreto reforzado se mostrarán unas imágenes del proceso del diseño teniendo en cuenta lo que nos indica el software finalmente que es lo que se utilizara para el presupuesto de cada puente.

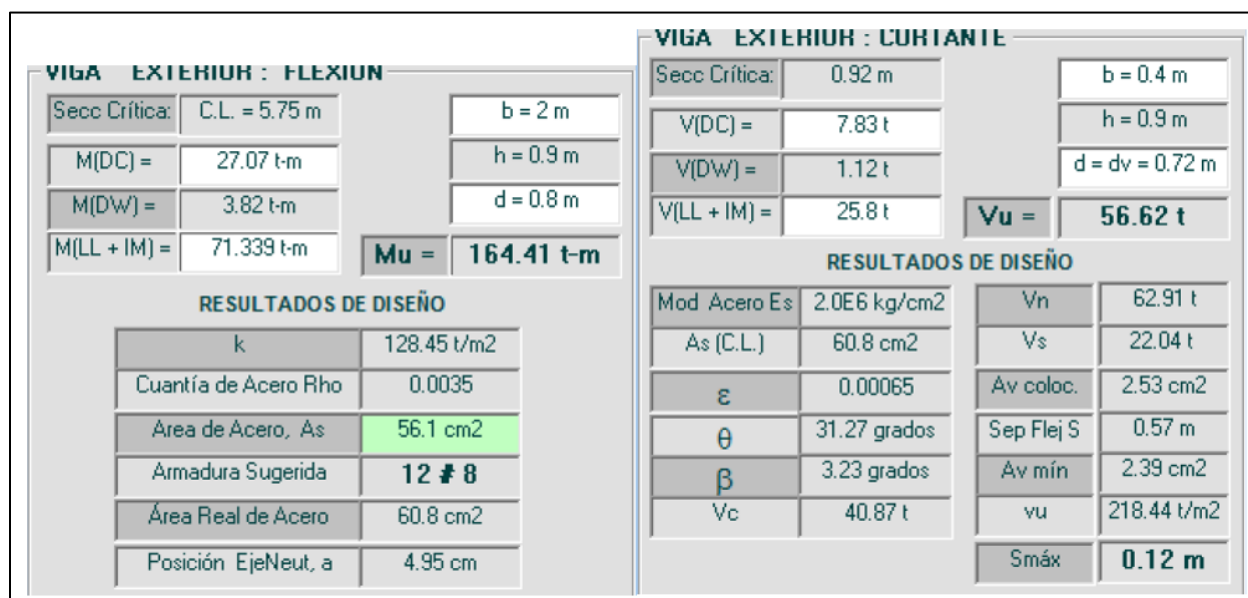


Figura 38. Resultados del diseño para un puente de concreto postensado de 12mts en las vigas de los extremos.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Para las vigas que están en los extremos el software como tal nos hace el diseño a flexión y cortante en el que nos especifica cómo queda la armadura en este caso son 12 varillas #8 que serían de 1 pulgada y la separación máxima entre ellas que serían de 0.12 mts más adelante nos da un esquema de cómo deberían quedar ubicadas en el caso de las vigas que quedan a los extremos.

VIGA INTERIOR : FLEXIÓN				VIGA INTERIOR : CORTANTE			
Secc Crítica:	C.L. = 5.75 m	b = 2 m		Secc Crítica:	0.92 m	b = 0.4 m	
M(DC) =	29.98 t-m	h = 0.9 m		V(DC) =	8.61 t	h = 0.9 m	
M(DW) =	3.64 t-m	d = 0.8 m		V(DW) =	1.06 t	d = dv = 0.72 m	
M(LL + IM) =	65.897 t-m	Mu = 158.25 t-m		V(LL + IM) =	26.75 t	Vu = 59.17 t	
RESULTADOS DE DISEÑO				RESULTADOS DE DISEÑO			
k	123.64 t/m ²			Mod Acero Es	2.0E6 kg/cm ²	Vn	65.75 t
Cuantía de Acero Rho	0.0034			As (C.L.)	55.74 cm ²	Vs	33.3 t
Área de Acero, As	53.94 cm ²			ϵ	0.00116	Av coloc.	2.53 cm ²
Armadura Sugerida	11 # 8			θ	33.06 grados	Sep Flej S	0.35 m
Área Real de Acero	55.74 cm ²			β	2.57 grados	Av mín	1.48 cm ²
Posición EjeNeut, a	4.76 cm			Vc	32.45 t	vu	228.29 t/m ²
						Smáx	0.12 m

Figura 39. Resultados del diseño para un puente de concreto postensado de 12mts en las vigas internas.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Para el caso de las vigas que quedan en el interior, como es el caso que tenemos 4 vigas en total y 2 serían en el exterior y otras 2 en el centro, aquí nos recomienda usar 11 varillas #8 que serían de 1 pulgada con una separación máxima de 0.12 mts.

Luego de eso el software nos muestra unos chequeos para saber si cumplen todos los parámetros, pero como no nos vamos a enfatizar tanto en el diseño si no en los costos entonces colocamos los dibujos de los despieces propios que nos suministra el software.

VIGA EXTERIOR	X (m)	0	0.3	1.15	2.3	3.45	4.6	5.75	6.9	8.05	9.2	10.35	11.2	11.5
FLEXIÓN	Mom CV+Imp (t-m)	0	8.44	29.16	49.72	62.3	69.59	71.34	69.59	62.3	49.72	29.16	8.44	0
	Mom C.DC (t-m)	0	7.88	9.64	17.17	22.58	25.89	27.07	25.89	22.58	17.17	9.64	7.88	0
	Mom C.DW (t-m)	0	1.12	1.37	2.44	3.21	3.67	3.82	3.67	3.21	2.44	1.37	1.12	0
	Mom Mu (t-m)	0	26.3	65.15	112.15	142.06	159.65	164.41	159.65	142.06	112.15	65.15	26.3	0
	MomAgr Mcr (t-m)	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08
	k (t/m ²)	36.78	36.78	50.9	87.61	110.98	124.72	128.45	124.72	110.98	87.61	50.9	36.78	36.78
	Cuant Acero.Rho	0.00098	0.00098	0.00136	0.00237	0.00302	0.0034	0.00351	0.0034	0.00302	0.00237	0.00136	0.00098	0.00098
	Area Acero As(cm ²)	20.35	20.35	21.81	37.88	48.26	54.43	56.1	54.43	48.26	37.88	21.81	20.35	20.35
	ArmReq Cálculo & Cód	5 # 8	5 # 8	5 # 8	8 # 8	10 # 8	11 # 8	12 # 8	11 # 8	10 # 8	8 # 8	5 # 8	5 # 8	5 # 8
	VIGA EXTERIOR	X (m)	0	0.92	1.15	2.3	3.45	4.6	5.75	6.9	8.05	9.2	10.35	10.58
CORTANTE	Cort CV+Imp (t)	29.07	25.8	24.92	20.77	16.8	13.46	10.33	13.46	16.8	20.77	24.92	25.8	29.07
	Cort C. DC TOT (t)	9.53	7.83	7.47	5.63	3.79	1.95	0.11	1.95	3.79	5.63	7.47	7.83	9.53
	Cort C. DW (t)	1.33	1.12	1.06	0.8	0.53	0.27	0	0.27	0.53	0.8	1.06	1.12	1.33
	Cort Vu (t)	64.77	56.62	54.53	44.57	34.93	26.4	18.22	26.4	34.93	44.57	54.53	56.62	64.77
	Cort Vs (t)	29.6	22.04	29.76	23.57	15.02	6.49	-2.69	6.49	15.02	23.57	29.76	22.04	29.6
	Def Uni.Tracc Eps	0.00058	0.00065	0.00129	0.00179	0.00207	0.00221	0.0022	0.00221	0.00207	0.00179	0.00129	0.00065	0.00058
	θ β	31,3,3	31,3,3,2	33,5,2,4	35,2,2,1	36,2,1,9	36,7,1,8	36,7,1,8	36,7,1,8	36,2,1,9	35,2,2,1	33,5,2,4	31,3,3,2	31,3,3
	Cort Vc (t)	42.37	40.87	30.83	25.96	23.79	22.84	22.93	22.84	23.79	25.96	30.83	40.87	42.37
	Cort Vn	71.97	62.91	60.59	49.52	38.81	29.33	20.24	29.33	38.81	49.52	60.59	62.91	71.97
	Sep Cálculo	0.43	0.57	0.39	0.46	0.7	1.58	-3.83	1.58	0.7	0.46	0.39	0.57	0.43
	Sep Máx	0.12	0.12	0.39	0.46	0.58	0.58	0.6	0.58	0.58	0.46	0.39	0.12	0.12

Figura 40. Chequeo para verificar que la cantidad de varillas y la separación entre ellas cumple con lo obtenido del diseño.

Fuente: Extraída del software de puentes.

Con estos datos el software toma referencia para realizar el despiece de cada viga y de la losa que mejor se adapte según los resultados.

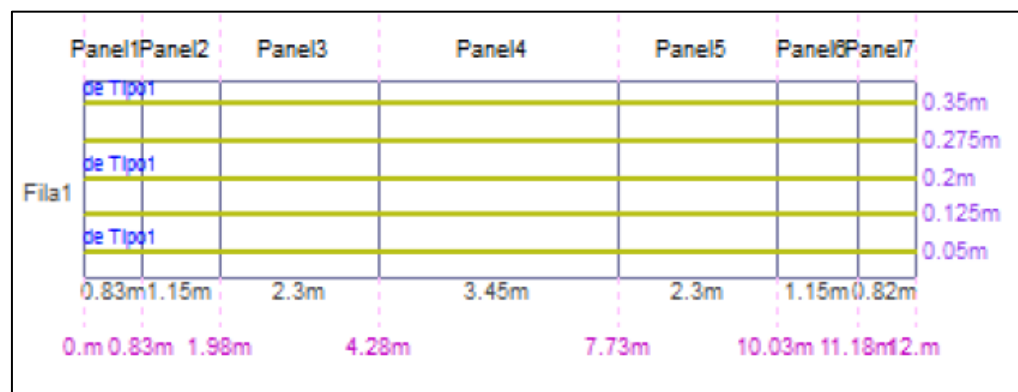


Figura 41. Detalle del despiece en la sección longitudinal de una viga.

Fuente: Extraída del software de puentes.

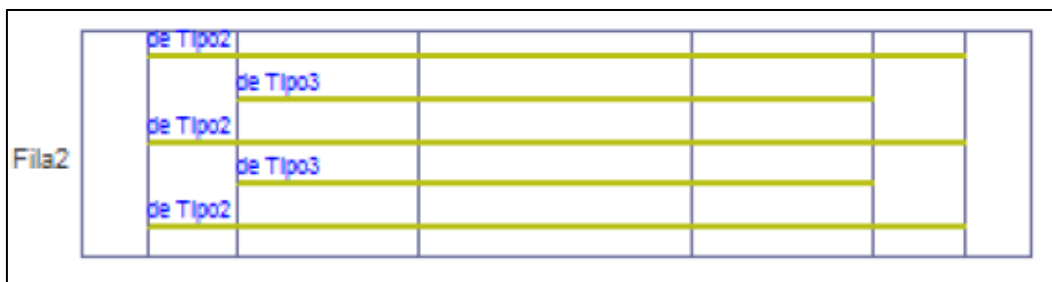


Figura 42. Detalle del despiece en la sección longitudinal de una viga.
Fuente: Extraída del software de puentes.

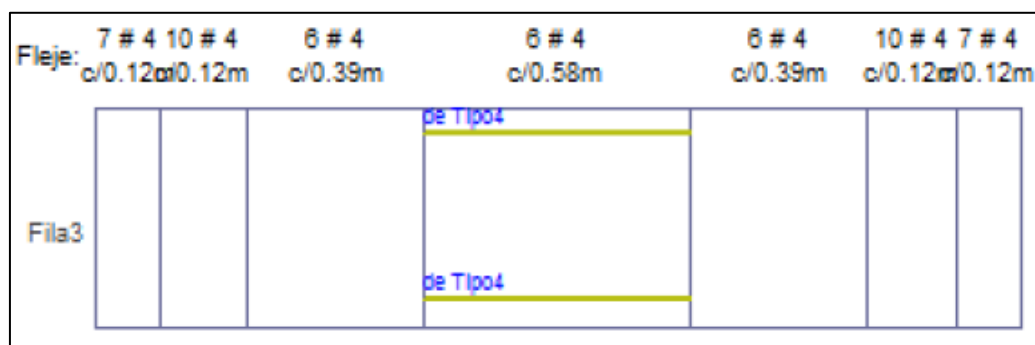


Figura 43. Detalle del despiece en la sección longitudinal de una viga.
Fuente: Extraída del software de puentes.

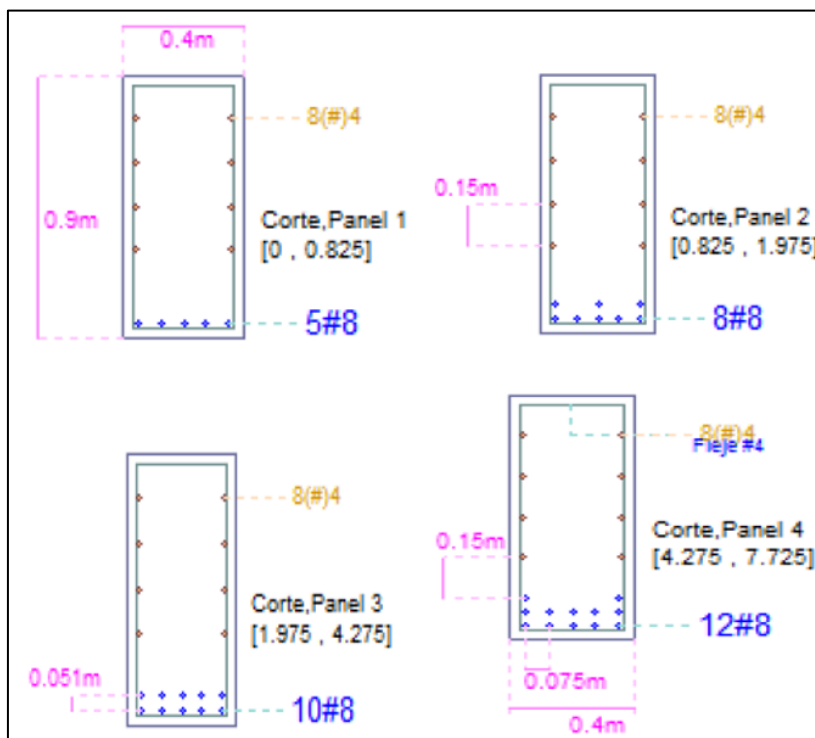


Figura 44. Detalle del despiece en la sección transversal de una viga.
Fuente: Extraída del software de puentes.

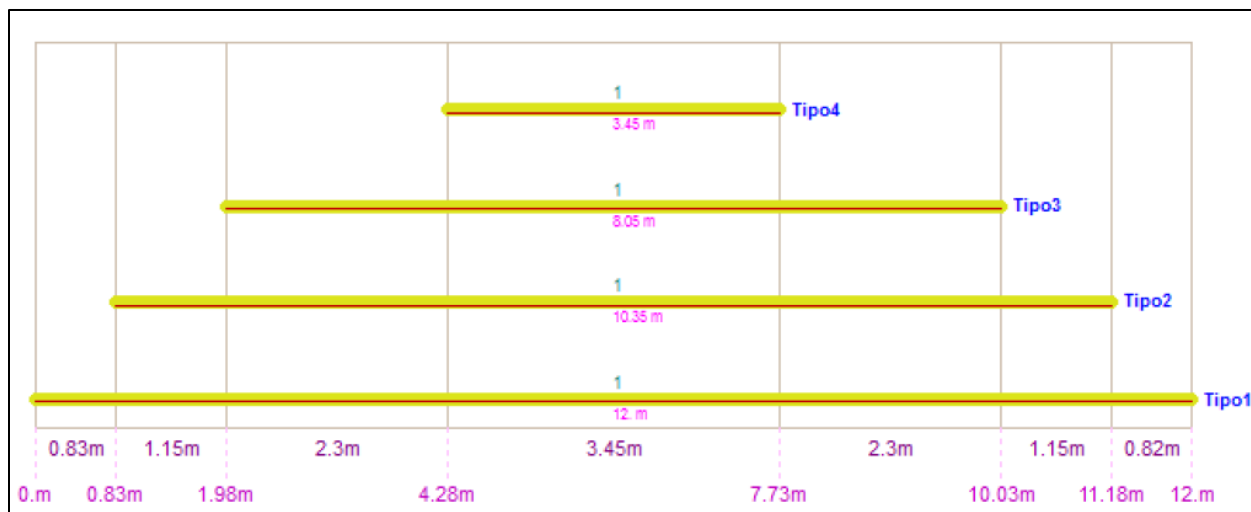


Figura 45. Detalle de las longitudes de las varillas comunes por tipos.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Algunas aclaraciones que se tienen en cuenta es que en el primer dibujo que encontramos aparecen unos paneles, ese refiere a unos cortes para saber cómo van los aceros, en los detalles aparece solo 4 ya que el panel 1 es igual que el 7, el panel 2 es igual al 6, y el panel 3 es igual al 5. Este último representa las 4 tipo de longitudes que podemos encontrar con la varilla según el diseño.

4.2.2. Diseño de un puente en concreto postensado. Para el diseño de un puente postensado nos solicitó la cantidad de cables la cual se iban a usar para el tensionamiento. Estos se mantuvieron una misma cantidad para todas las luces.

CÁLCULO INICIAL DE LA FUERZA DE PRESFUERZO		
ÍTEM	Descripción	Valor
exc e	Excentricidad del cable resultante en el C.L.	0.644 m
Sigma tr adm	Esf Máx Admisible a Tracción en el concreto	295.8 t/m ²
P (t=infin)	Fuerza de Presfuerzo en etapa servicio en C.L.	146.06 t
P (t=0)	Fuerza de Presfuerzo durante transfer. en C.L.	182.58 t
NúmMín Tor	Número Requerido de Torones	16

Convención
+ Tensión
- Compresión

DISTRIBUCIÓN DE LOS CABLES Y TORONES		
Tabla de Cables y Torones		
Cable	Núm Torones	Tensionamiento
1	3	1er Tens.
2	3	1er Tens.
3	2	1er Tens.
4	4	2do Tens.
5	4	2do Tens.

Número Total de Cables: 5

Asistente para Llenar la Tabla

Aplicar Valores al Cable Cable #: 1

Número de Torones en el Cable: 12

Tensionamiento (1ero ó 2do): 1er Tens.

Figura 46. Especificaciones para el pre esfuerzo y de los cables.
Fuente: Extraída del software de puentes.

En el que el software indica el mismo como se deben tensionar y en qué orden, tener en cuenta que cada cable incluye una cantidad de torones especifica ya que para esta luz nos dice que son mínimo 16 torones.

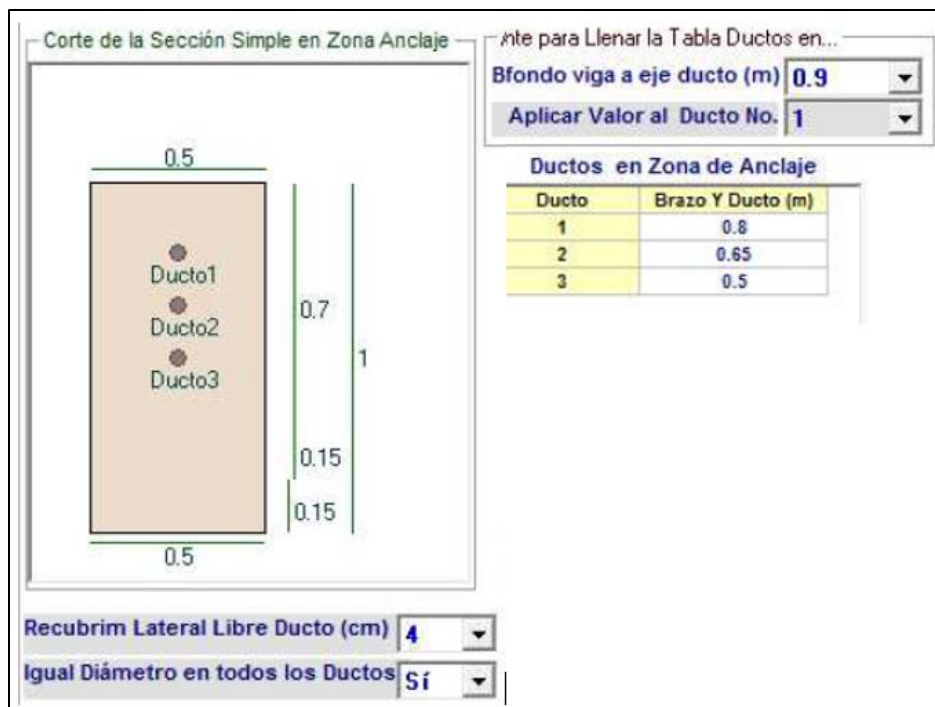


Figura 47. Detalle de la instalación de los cables en el punto de apoyo.
Fuente: Extraída del software de puentes.

En el esquema realizado por el software nos indica 2 tensionamientos, en este primero son 3 cables en el que nos especifica las coordenadas en las que se deben encontrar cada una en la primer zona de anclaje que es el apoyo.

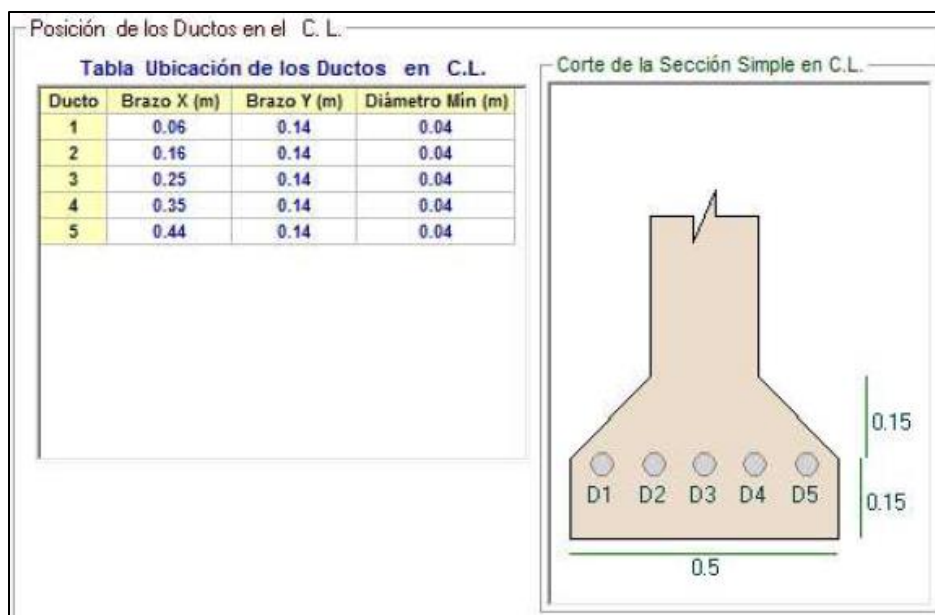


Figura 48. Detalle de la instalación de los cables en el centro de la luz.
Fuente: Extraída del software de puentes.

En este corte que nos muestra el software a mitad de luz de a como irían los cables con sus coordenadas. Donde ya se muestran los otros 2 cables que vienen siendo parte de un segundo tensionamiento.

Gráfica del Trazado Longitudinal de los Cables de Presfuerzo. 1er Tensionamiento

Ordenadas h de los Cables de Presfuerzo. Primer Tensionamiento

X (m)	0	0.5	1	1.438	2.875	4.312	5.75	7.188	8.625	10.062	10.5	11	11.5
h cable(1)	0.8	0.69	0.59	0.511	0.305	0.181	0.14	0.181	0.305	0.511	0.59	0.69	0.8
h cable(2)	0.65	0.565	0.488	0.427	0.268	0.172	0.14	0.172	0.268	0.427	0.488	0.565	0.65
h cable(3)	0.5	0.44	0.386	0.342	0.23	0.163	0.14	0.163	0.23	0.342	0.386	0.44	0.5

Figura 49. Detalle de la localización de los cables del primer tensionamiento a lo largo de la luz.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Las coordenadas que deben tener cada cable a lo largo de la luz en el primer tensionamiento, en el siguiente esquema se ven cómo se verían los cables dentro de la viga. (sin escala)

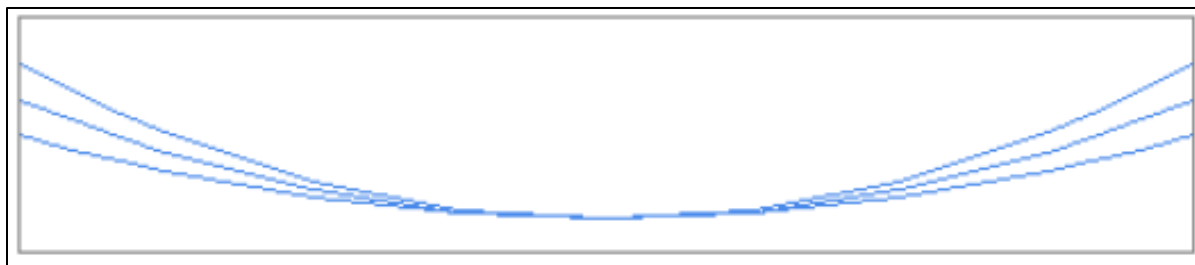


Figura 50. Esquema de cómo quedan los cables del primer tensionamiento.
Fuente: Extraída del software de puentes.

En el siguiente información nos indica lo que viene siendo la posición e indicaciones del sobre el segundo tensionamiento, de manera más detallada.

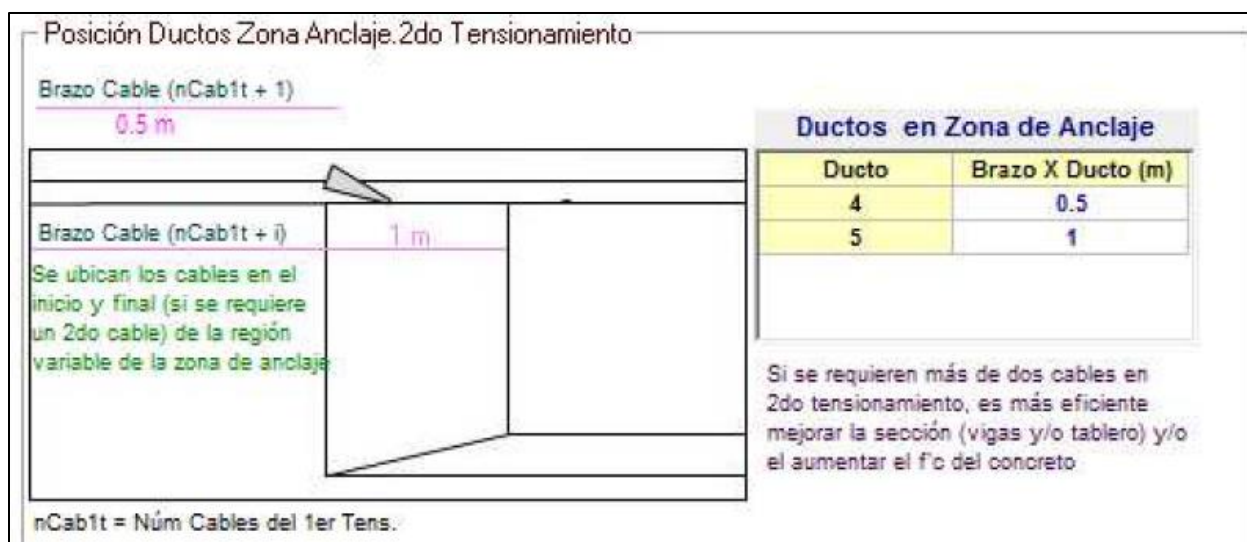


Figura 51. Detalle del segundo tensionamiento en la zona de anclaje.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Incluyendo las coordenadas de cada cable. En este caso los cables inician a 0.5 mts y a 1 mts.

Gráfica del Trazado Longitudinal de los Cables de Presfuerzo. 2do Tensionamiento

Ordenadas h de los Cables de Presfuerzo. Segundo Tensionamiento

X (m)	0	0.5	1	1.438	2.875	4.312	5.75	7.188	8.625	10.062	10.5	11	11.5
h cable(1)		1	0.844	0.72	0.398	0.204	0.14	0.204	0.398	0.72	0.844	1	
h cable(2)			1	0.849	0.455	0.219	0.14	0.219	0.455	0.849	1		

Figura 52. Detalle de la localización de los cables del segundo tensionamiento a lo largo de la luz.
Fuente: Extraída del software de puentes.

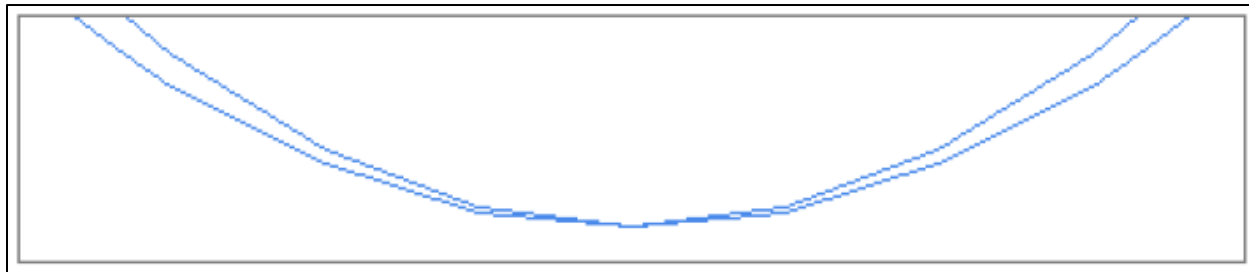


Figura 53. Esquema de cómo quedan los cables del segundo tensionamiento.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Datos que se necesitan para poder realizar el presupuesto serían las longitudes reales que tienen cada cable, que igual el software nos da la información.

Longitud de los Cables del Primer Tensionamiento			
Cable	Long Horiz a (m)	Long Horiz b (m)	Long Total Cable (m)
1	0.66	6	12.38
2	0.51	6	12.23
3	0.36	6	12.11

Longitud de los Cables del Segundo Tensionamiento			
Cable	Long Horiz a (m)	Long Horiz b (m)	Long Total Cable (m)
4	0.86	5.5	11.68
5	0.86	5	10.74

Figura 54. Longitudes de los cables en los 2 tensionamientos.
Fuente: Extraída del software de puentes.

El software nos agrupa en un cuadro y una tabla los datos que serían las tensiones de los cables y en el orden que se tensiona, en el siguiente se puede apreciar un esquema donde se ven los cables y la dirección hacia donde se tensiona y la tensión de cada uno.



Figura 55. Cuadro de tensionamiento.
Fuente: Extraída del software de puentes.

4.2.3. Diseño de un puente en viga metálica



Figura 56. Detalle de los conectores de cortante.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Estos conectores de cortantes son unos conectores que se usan para conectar los perfiles con la placa, se ubican encima del perfil metálico y estos van según lo que nos indica el software.

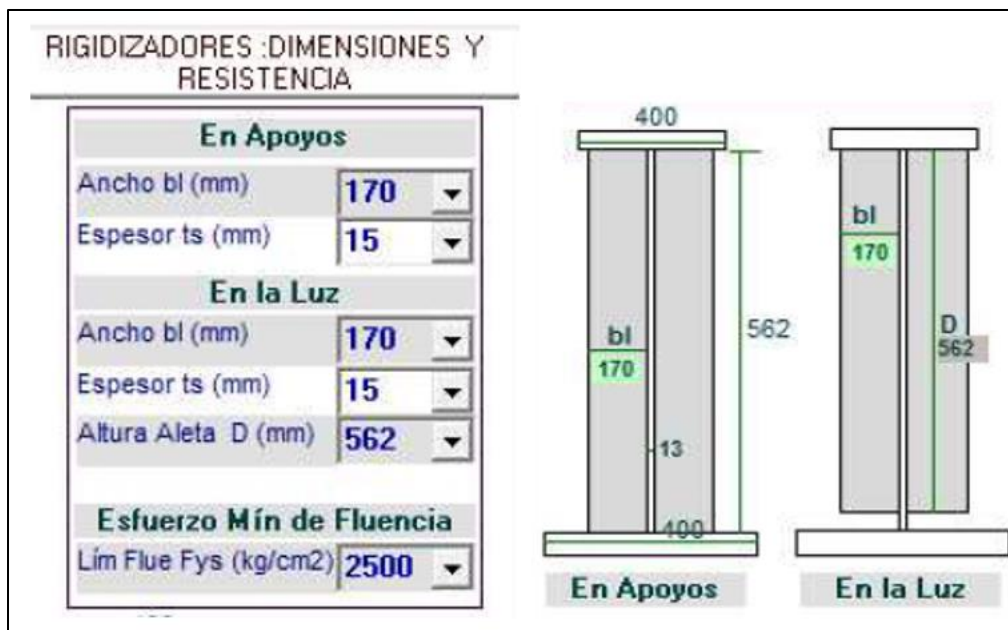


Figura 57. Detalle y especificaciones de los rigidizadores.
Fuente: Extraída del software de puentes.

Los rigidizadores son utilizados para dar rigidez al perfil en ciertos puntos críticos en la luz del puente, esto para evitar flexiones en la estructura.

4.3. Dibujos esquemáticos de los tableros de puentes cortos diseñados en secciones simples

4.3.1. Esquemas de un puente en concreto reforzado. Después de realizado el diseño estructural, se recolecto la información necesaria del software usado, con la cual se realizaron los dibujos esquemáticos y despieces para un puente en concreto reforzado de 12, 18 y 26 metros de longitud los cuales se pueden visualizar en los anexos 02, 05 y 08 respectivamente.

4.3.1.1. Despiece general de las vigas principales.

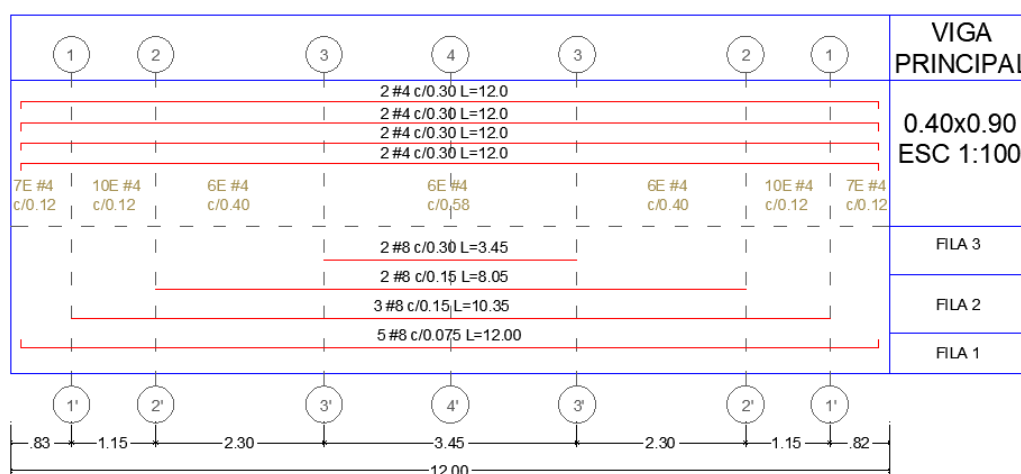


Figura 58. Despiece general de las vigas para un puente de concreto reforzado de 12 metros. (ver anexo 02 página 01)

4.3.1.2. Sección transversal de la viga.

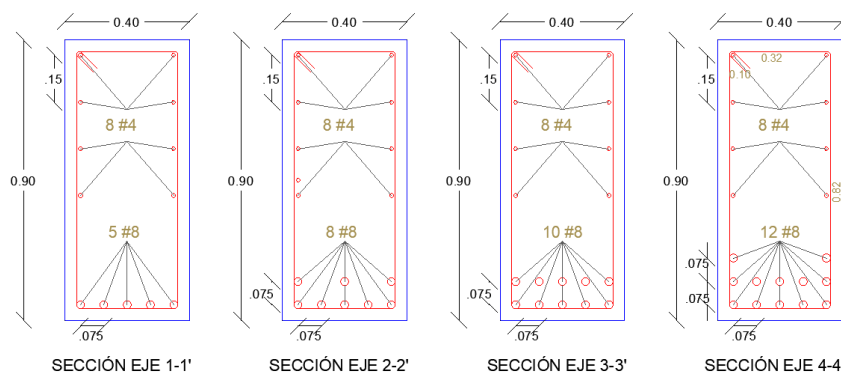


Figura 59. Sección transversal de las vigas para un puente de concreto reforzado de 12 metros. (ver anexo 02 página 02)

4.3.1.3. Sección transversal de la estructura del puente.

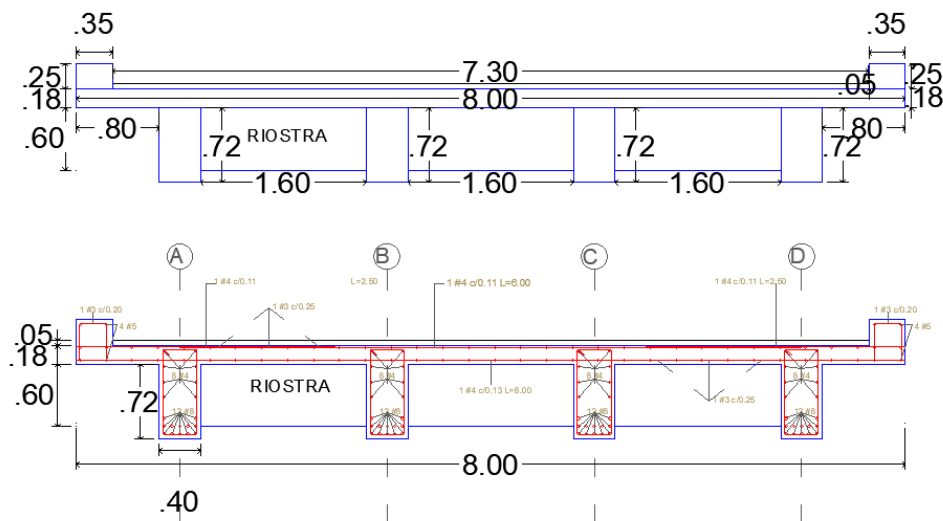


Figura 60. Sección transversal de la estructura de un puente de concreto reforzado de 12 metros (ver anexo 02 página 03)

4.3.1.4. Corte longitudinal de estructura del puente.

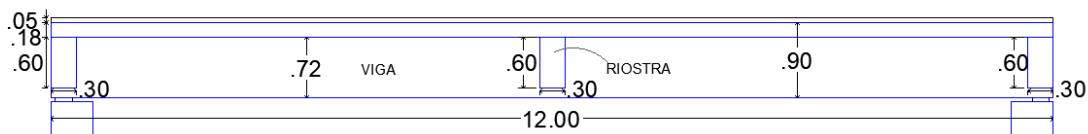


Figura 61. Corte longitudinal de la estructura de un puente de concreto reforzado de 12 metros (ver anexo 02 página 04)

4.3.1.5. Sección transversal de las riostras.

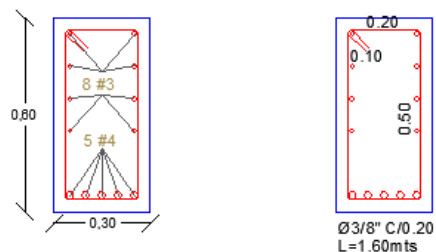


Figura 62. Sección trasversal de las riostras para un puente de concreto reforzado de 12 metros. (ver anexo 02 página 04)

4.3.2. Esquemas de un puente en concreto postensado. Al igual que para un puente de concreto reforzado, después de realizado el diseño estructural, se recolecto la información necesaria del software usado, con la cual se realizaron los dibujos esquemáticos y despieces para un puente en concreto postensado de 12, 18 y 26 metros de longitud los cuales se pueden visualizar en los anexos 03, 06 y 09 respectivamente.

4.3.2.1. Corte longitudinal de la estructura del puente.

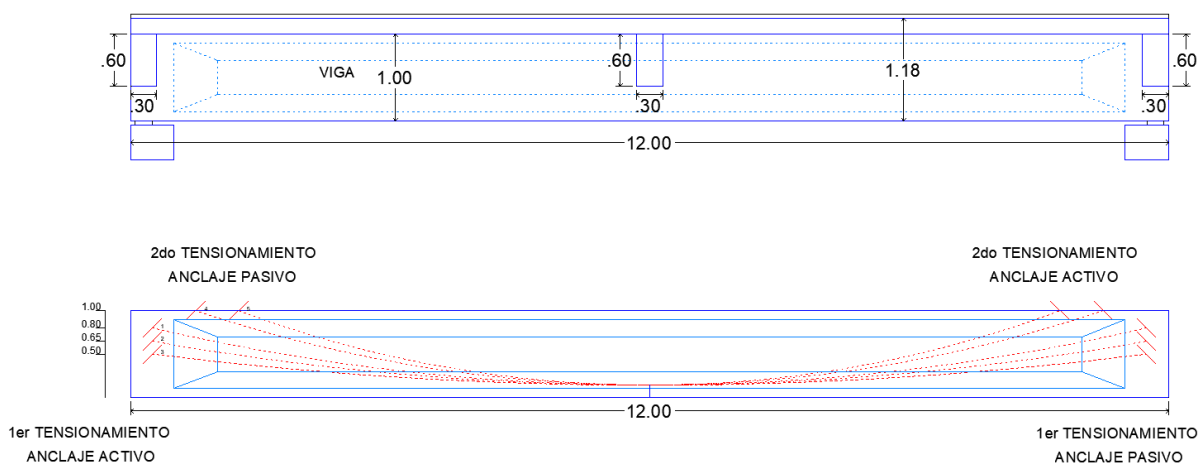
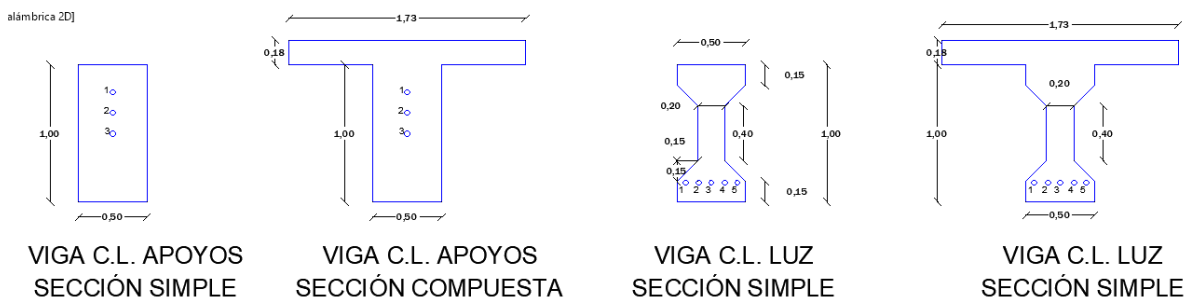


Figura 63. Corte longitudinal de la estructura de un puente de concreto postensado de 12 metros. (ver anexo 03 página 01)

4.3.2.2. Sección transversal de las vigas.



REFUERZO PASIVO TRANSVERSAL Ø1/2"
@0.05MTS
REFUERZO PASIVO LONGITUDINAL Ø5/8"

REFUERZO PASIVO TRANSVERSAL Ø1/2"
@0.18MTS
REFUERZO PASIVO LONGITUDINAL Ø5/8"

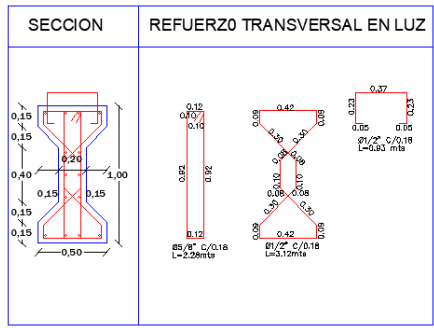
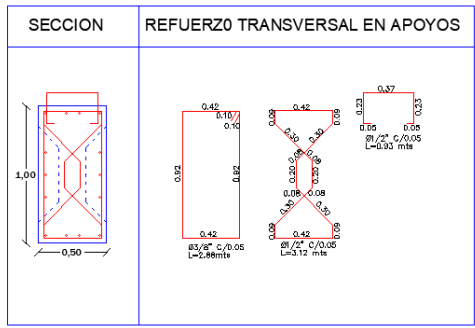


Figura 64. Sección transversal de las vigas de un puente en concreto postensado de 12 metros. (ver anexo 03 página 03 y 04)

4.3.2.3. Sección transversal de la estructura del puente.

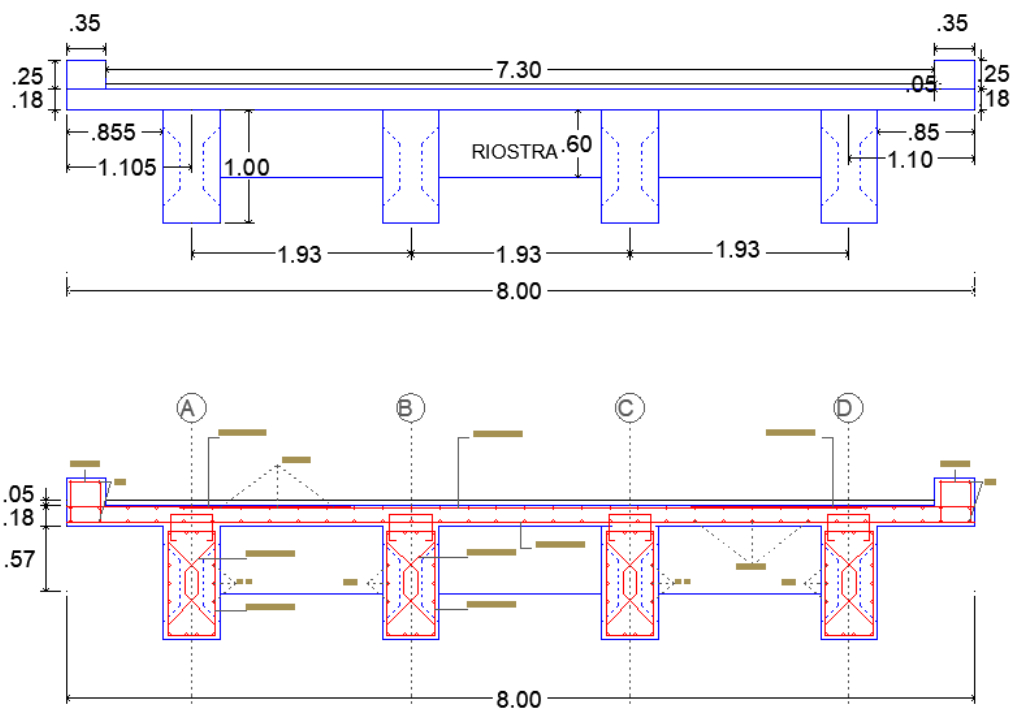
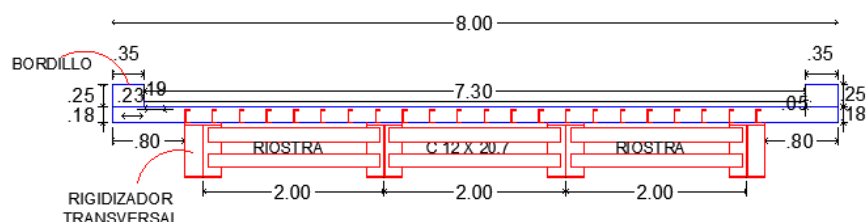


Figura 65. Sección transversal de la estructura de un puente en concreto postensado de 12 metros. (ver anexo 03 página 02)

4.3.3. Esquemas de puente con viga metálica. Siguiendo la metodología aplicada, después de realizado el diseño estructural, se recolecto la información necesaria del software usado, con la cual se realizaron los dibujos esquemáticos y para un puente de tablero en concreto reforzado con vigas metálicas de 12 , 18 y 26 metros de longitud, los cuales se pueden visualizar en los anexos 04, 07 y 10 respectivamente.

4.3.3.1. Sección transversal del puente en la luz y en los apoyos.

SECCIÓN TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE EN APOYOS



SECCIÓN TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE EN C.L.

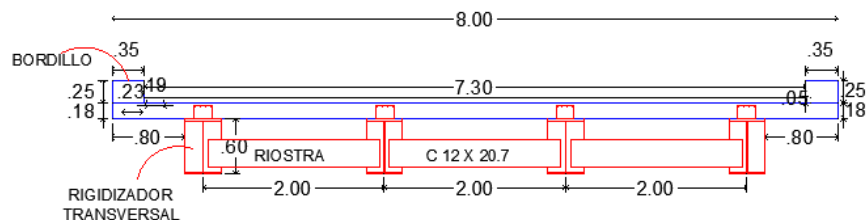


Figura 66. Sección transversal del puente con vigas metálicas de 12 metros. (ver anexo 04 página 01)

4.3.3.2. Sección longitudinal de la estructura del puente.

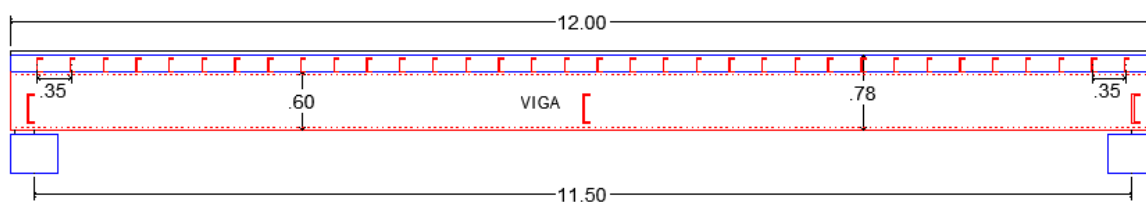


Figura 67. Corte longitudinal de la estructura del puente con vigas metálicas de 12 metros. (ver anexo 04 página 02)

4.3.3.3. *Perfiles metálicos de los elementos metálicos.*

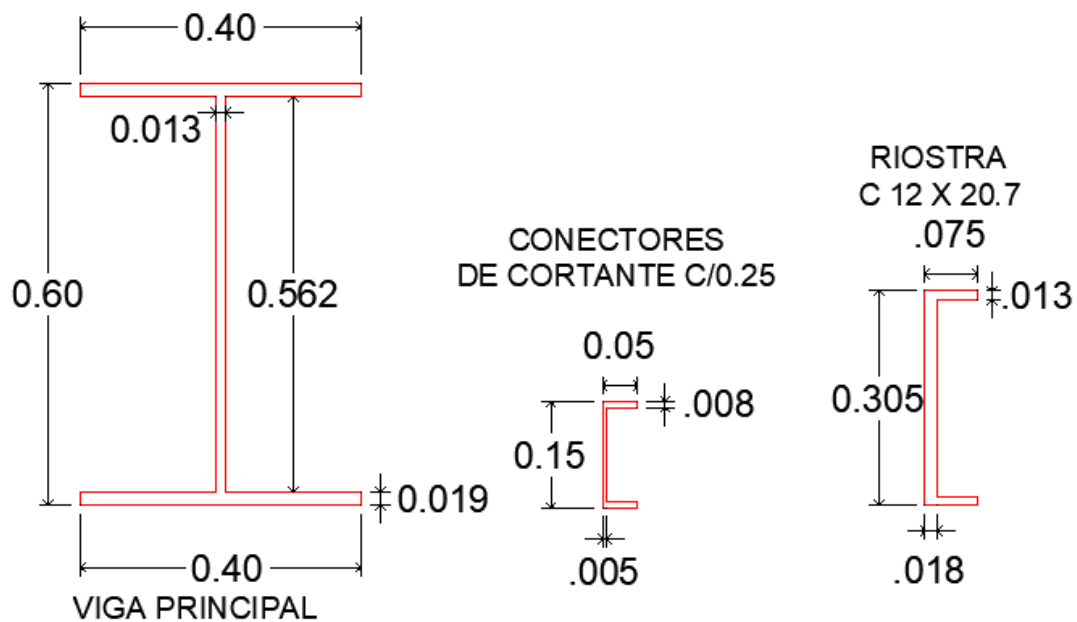


Figura 68. sección transversal de los elementos metálicos del puente con vigas metálicas de 12 metros. (ver anexo 04 página 03)

4.4. Presupuestos de cada uno de los tableros de puentes cortos diseñados y cálculo de cantidades de obra estructural y precios estimados para el año 2020

4.4.1. Análisis salarial del 2020.

FORMULACION PARA EL ANALISIS DE SALARIOS				
PERSONAL CON REGIMEN LEGAL (TARIFA DIARIA)				
CARGO: OBRERO COMÚN				
Ítem	Descripción	Formulación	Porcentuales (%)	Valores Parciales Ayudante (\$)
A	Salario Básico			29260
B	Auxilio de Transporte			2600
C	Base Salarial	Sub-Total (A + B)		31860
D	Sistema de Seguridad Social Integral	D.1 Salud (8% de A)	12.50%	3657.5
		D.2 Pensiones (11,25% de A)	16.00%	4681.6
		D.3 Riesgos Profesionales (Variable s/riesgo)	7.00%	2048.2
		Sub-Total (D)	35.50%	10387
E	Aportes Parafiscales	Subsidio Familiar (4% de A)	4.00%	1170.4
F		S.E.N.A (2% de A)	2.00%	585.2
G		I.C.B.F. (3% de A)	3.00%	877.8
Sub-Total		9.00%	2633	
H	Dotación Personal	Variable (según Análisis presentado)	10.00%	2926
I	Prima de Servicios	(Son 30 días por año) = (C) * (30/360)	8.33%	2655
J	Vacaciones	(Son 15 días por Año) = (A) * (15/360)	4.170%	1219.166667
K	Cesantías e intereses	k.1 cesantía (30 días por año)=(C)*(1día lab).(30/360)	8.33%	2655
		k.2 intereses (1% mes)=((k.1)*30*(1%))/30*(1 día lab.)	1.00%	26.55
Sub-Total (k)			9.33%	2682
			Total	
L	Salario por Día Calendario		(C+D+E+F+G+H+I+J+K)	\$ 54,362.00
S	Salario por Día Laborado (Valor de partida para el cálculo de los Analisis Unitarios)	S.1 Días Calendario (Año Actual)		365
		S.2 Días Laborados (Año Actual)		294
		S.3 Factor (S.1)/(S.2)		1.241496599
				\$ 67,490.00

Figura 69. Análisis salarial, personal con régimen legal, obrero común.

FORMULACION PARA EL ANALISIS DE SALARIOS					
PERSONAL CON REGIMEN LEGAL (TARIFA DIARIA)					
CARGO: OFICIAL COMÚN					
Ítem	Descripción	Formulación	Porcentuales (%)	Valores Parciales Oficial (\$)	
A	Salario Básico			58520	
B	Auxilio de Transporte			2600	
C	Base Salarial	Sub-Total (A + b)		61120	
D	Sistema de Seguridad Social Integral	D.1	Salud (8% de A)	12.50%	7315
		D.2	Pensiones (11,25% de A)	16.00%	9363.2
		D.3	Riesgos Profesionales (Variable s/riesgo)	7.00%	4096.4
			Sub-Total (D)	35.50%	20775
E	Aportes Parafiscales		Subsidio Familiar (4% de A)	4.00%	2340.8
F			S.E.N.A (2% de A)	2.00%	1170.4
G			I.C.B.F. (3% de A)	3.00%	1755.6
		Sub-Total	9.00%	5267	
H	Dotación Personal	Variable (según Análisis presentado)	10.00%	5852	
I	Prima de Servicios	(Son 30 días por año) = (C) * (30/360)	8.33%	5093.333333	
J	Vacaciones	(Son 15 días por Año) = (A) * (15/360)	4.170%	2438.333333	
K	Cesantías e intereses	k.1	Anticipo (30 días por año)=(C)*(1día lab).(30/360)	8.33%	5093.333333
		k.2	Intereses (1% mes)=((k.1)*30*(1%))/30*(1 día lab.)	1.00%	50.93333333
		Sub-Total (k)	9.33%	5144	
			Total		
L	Salario por Día Calendario		(C+D+E+F+G+H+I+J+K)	\$ 105,690.00	
S	Salario por Día Laborado	S.1	Días Calendario (Año Actual)	365	
	(Valor de partida para el cálculo de los Analisis Unitarios)	S.2	Días Laborados (Año Actual)	294	
		S.3	Factor (S.1)/(S.2)	1.241496599	
				\$ 131,214.00	

Figura 70. Análisis salarial, personal con régimen legal, oficial común.

FORMULACION PARA EL ANALISIS DE SALARIOS					
PERSONAL CON REGIMEN LEGAL (TARIFA DIARIA)					
CARGO: MAESTRO COMÚN					
Ítem	Descripción	Formulación	Porcentuales (%)	Valores Parciales Maestro (\$)	
A	Salario Básico			73150	
B	Auxilio de Transporte			2600	
C	Base Salarial	Sub-Total (A + b)		75750	
D	Sistema de Seguridad Social Integral	D.1	Salud (8% de A)	12.50%	9143.75
		D.2	Pensiones (11,25% de A)	16.00%	11704
		D.3	Riesgos Profesionales (Variable s/riesgo)	7.00%	5120.5
			Sub-Total (D)	35.50%	25968
E	Aportes Parafiscales		Subsidio Familiar (4% de A)	4.00%	2926
F			S.E.N.A (2% de A)	2.00%	1463
G			I.C.B.F. (3% de A)	3.00%	2194.5
		Sub-Total	9.00%	6584	
H	Dotación Personal	Variable (según Análisis presentado)	10.00%	7315	
I	Prima de Servicios	(Son 30 días por año) = (C) * (30/360)	8.33%	6312.5	
J	Vacaciones	(Son 15 días por Año) = (A) * (15/360)	4.170%	3047.916667	
K	Cesantías e intereses	k.1	Anticipo (30 días por año)=(C)*(1día lab).(30/360)	8.33%	6312.5
		k.2	Intereses (1% mes)=((k.1)*30*(1%))/30*(1 día lab.)	1.00%	63.125
			Sub-Total (k)	9.33%	6376
L	Salario por Día Calendario	Total (C+D+E+F+G+H+I+J+K)		\$ 131,353.00	
S	Salario por Día Laborado (Valor de partida para el cálculo de los Analisis Unitarios)	S.1	Días Calendario (Año Actual)	365	
		S.2	Días Laborados (Año Actual)	294	
		S.3	Factor (S.1)/(S.2)	1.241496599	
				\$ 163,074.00	

Figura 71. Análisis salarial, personal con régimen legal, maestro común.

4.4.2. Análisis de mano de obra por cuadrillas para el año 2020

ANALISIS MANO DE OBRA 2020			
ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS PARA EL DISEÑO DE TABLEROS DE PUENTES CORTOS DE CONCRETO REFORZADO, PUENTES CON VIGA METÁLICA Y TABLERO REFORZADO Y TABLEROS DE PUENTE POSTENSADO.			
TABLA DE JORNALES			
PERSONAL	BASICO	PREST. SOCIALES	V/ TOTAL JORNAL
Ayudante (1 smlv)	29,260.00	38,230.00	67,490.00
Oficial (2 smlv)	58,520.00	72,694.00	131,214.00
Maestro (2.5 smlv)	73,150.00	89,924.00	163,074.00
RELACION DE CUADRILLAS			
CUADRILLA	PERSONAL	COSTO DIARIO TOTAL	
Cuadrilla # 1	1Oficial + 1 Ayudante	198,704.00	
Cuadrilla # 2	1Oficial + 2 Ayudante	266,194.00	
Cuadrilla # 3	1Oficial + 3 Ayudante	333,684.00	
Cuadrilla # 4	1Oficial + 4 Ayudante	401,174.00	
Cuadrilla # 5	1Oficial + 5 Ayudante	468,664.00	
Cuadrilla # 6	1Oficial + 6 Ayudante	536,154.00	
Cuadrilla # 7	1 Ayudante	67,490.00	
Cuadrilla # 8	2 Ayudante	134,980.00	
Cuadrilla # 9	1Oficial	131,214.00	
Cuadrilla # 10	1 Maestro	163,074.00	

Figura 72. Análisis de mano de obra por cuadrillas.

4.4.3. Presupuesto de puente de tablero en concreto reforzado.

4.4.3.1. Presupuesto general puente en concreto reforzado de 12mts.


UFPS						
PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO						
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR/UNIT.	VR/PARCIAL	
1.0	ELEMENTOS DEL PUENTE				\$ 18,880,564.40	
1.1	Concreto (28 Mpa) para vigas	M3	13.82	\$ 527,449.00	\$ 7,291,454.98	
1.2	Concreto (28 Mpa) para riostras	M3	2.59	\$ 527,449.00	\$ 1,367,147.81	
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	M3	19.38	\$ 527,449.00	\$ 10,221,961.62	
2.0	ESTRUCRUTA METALICA				\$ 37,629,711.99	
2.1	Baranda metalica de seguridad	ML	24.00	\$ 373,446.00	\$ 8,962,704.00	
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa	KG	5550.24	\$ 5,165.00	\$ 28,667,007.99	
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 56,510,276.00	
ADMINISTRACION				25%	14,127,569.00	
IMPREVISTOS				1%	565,103.00	
UTILIDAD				4%	2,260,411.00	
TOTAL PROYECTO					\$ 73,463,359.00	

Figura 73. Presupuesto general, puente en concreto reforzado de 12mts.

4.4.3.1.1. APUS de puente de tablero en concreto reforzado.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO				
ITEM: 1.1	Concreto (28 Mpa) para vigas	UNIDAD: M3		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 74. APU Concreto (28 MPa) para vigas.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO					
ITEM: 1.2	Concreto (28 Mpa) para riostras		UNIDAD: M3		
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00	
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00	
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00	
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00	
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00	
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50		
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL		
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35		
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00		
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85	
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00	

Figura 75. APU Concreto (28 MPa) para riostras.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO				
ITEM: 1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	UNIDAD: M3		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 76. APU Concreto (28 MPa) para tablero.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO					
ITEM:		UNIDAD:			
2.1	Baranda metalica de seguridad	ML			
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Anclaje AC 7/8"	ML	1.60	\$ 8,664.00	\$ 13,862.40	
Anticorrosivo premium	GLN	0.04	\$ 42,696.19	\$ 1,707.85	
Esmalte sintetico	GLN	0.04	\$ 59,954.88	\$ 2,398.20	
Lamina AC 3/8"	M2	0.03	\$ 334,720.40	\$ 10,711.05	
Masilla	GLN	0.04	\$ 70,742.14	\$ 2,829.69	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.81	\$ 7,884.24	\$ 6,386.23	
Thinner	GLN	0.05	\$ 16,447.74	\$ 822.39	
Tubo galvanizado SCH-40 2 1/2"	ML	1.00	\$ 57,684.16	\$ 57,684.16	
Tubo galvanizado SCH-40 4"	ML	2.00	101,672.49	\$ 203,344.98	
SUB TOTAL \$				\$ 299,746.94	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 2 (1 oficial + 2 Ayudantes)	\$ 266,194.00	8.00	\$ 33,274.25		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ 198,704.00	8.00	\$ 24,838.00		
SUB TOTAL \$				\$ 58,112.25	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Compresor con pistola pintura 1 HP 80 LBS	HR	\$ 55,092.00	0.05	\$ 2,754.60	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	HR	\$ 140,422.65	0.05	\$ 7,021.13	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 58,112.25	0.10	\$ 5,811.23	
SUB TOTAL \$				\$ 15,586.96	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 373,446.15	
APROXIMACIÓN				\$ 373,446.00	

Figura 77. APU Baranda metálica de seguridad.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO				
ITEM: 2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ Mpa	UNIDAD: KG		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Acero de Refuerzo	Kg	1.05	3,250.00	3,412.50
Alambre negro	Kg	0.05	4,000.00	200.00
SUB TOTAL \$				3,612.50
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	180.00	1,478.86	
SUB TOTAL \$				1,478.86
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 5 % M.O.	1,478.86	5.00	73.94	
SUB TOTAL \$				73.94
TOTAL COSTO DIRECTO				5,165.30
APROXIMACIÓN				5,165.00

Figura 78. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.

4.4.3.1.2. Cálculo de cantidades de obra

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO									
MEMORIA DE CANTIDADES									
ITEM	ELEMENTO	UBICACIÓN	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	CANT	TOTALES		
							LONG (m)	AREA (m ²)	VOL (m ³)
1.1	Concreto (28 Mpa) para vigas	VIGAS A,B,C,D.	12.00	0.40	0.72	4.00			13.82
		TOTAL							
1.2	Concreto (28 Mpa) para riostras	RIOSTRAS	4.80	0.30	0.60	3.00			2.59
		TOTAL							
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	Tablero	12.00	8.00	0.18	1.00			17.28
		Bordillos sobre tablero	12.00	0.35	0.25	2.00			2.10
		TOTAL							
2.1	Baranda metalica de seguridad		12.00			2.00	24.00		
		TOTAL						24.00	
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa								
		TOTAL							KILOS

Figura 79. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto reforzado.

4.4.3.1.3. Cálculo de cantidades de hierro

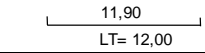
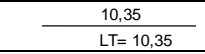
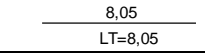
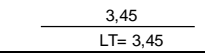
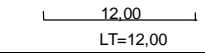
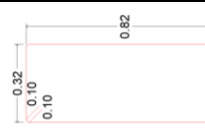
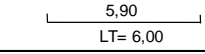
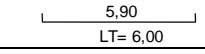
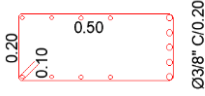
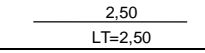
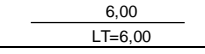
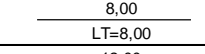
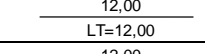
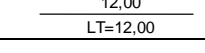
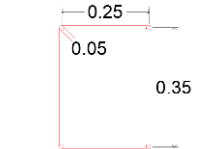
Cuadro de Figurado de Refuerzo																	
Tipo de Elemento		Despiece de cada elemento	Cantidad de varillas o estribos por cada elemento	Longitud ml			Cantidades Acero de Refuerzo por elemento										
Viga, Columna, Zapata, etc	cantidad			A	B	C=AxB	D	E=CxD	$\varnothing \rightarrow$ Kg/ml \rightarrow	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4
										0.250	0.560	0.994	1.552	2.235	3.042	3.973	5.060
VIGAS PRINCIPALES	4		5	20	12	240										953.52	
	4		3	12	10.35	124.2										493.45	
	4		2	8	8.05	64.4										255.86	
	4		2	8	3.45	27.6										109.65	
	4		8	32	12	384										381.70	
	4		52	208	2.48	515.84										512.74	
RIOSTRAS	3		8	24	6	144										80.64	
	3		5	15	6	90										89.46	
ESTRBO PARA RIOSTRAS	3		24	72	1.6	115.2										64.51	
PLACA REFORZADA	1		220	220	2.5	550										546.70	
	1		110	110	6	660										656.04	
	1		93	93	8	744										739.54	
	1		64	64	12	768										430.08	
BORDILLOS DEL PUENTE	2		4	8	12	96										148.99	
	2		60	120	1.3	156										87.36	
Totales	Kilos															5550.2436	

Figura 80. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto reforzado.

4.4.3.2. Presupuesto general puente en concreto reforzado de 18mts


UFPS						
PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO						
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR/UNIT.	VR/PARCIAL	
1.0	ELEMENTOS DEL PUENTE				\$ 37,359,212.67	
1.1	Concreto (28 Mpa) para vigas	M3	37.44	\$ 527,449.00	\$ 19,747,690.56	
1.2	Concreto (28 Mpa) para riostras	M3	4.32	\$ 527,449.00	\$ 2,278,579.68	
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	M3	29.07	\$ 527,449.00	\$ 15,332,942.43	
2.0	ESTRUCRUTA METALICA				\$ 67,891,084.48	
2.1	Baranda metalica de seguridad	ML	36.00	\$ 373,446.00	\$ 13,444,056.00	
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa	KG	10541.54	\$ 5,165.00	\$ 54,447,028.48	
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 105,250,297.00	
				ADMINISTRACION	25%	26,312,574.00
				IMPREVISTOS	1%	1,052,503.00
				UTILIDAD	4%	4,210,012.00
TOTAL PROYECTO					\$ 136,825,386.00	

Figura 81. Presupuesto general, puente en concreto reforzado de 18mts.

4.4.3.2.1. APUS de puente de tablero en concreto reforzado

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO				
ITEM:	Concreto (28 Mpa) para vigas	UNIDAD:		
1.1				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
			SUB TOTAL \$	\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
			SUB TOTAL \$	\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
			SUB TOTAL \$	\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO			\$ 527,448.85	
APROXIMACIÓN			\$ 527,449.00	

Figura 82. APU Concreto (28 MPa) para vigas.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO				
ITEM:	Concreto (28 Mpa) para riostras	UNIDAD:		
1.2				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 83. APU Concreto (28 MPa) para riostras.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO				
ITEM: 1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	UNIDAD: M3		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 84. APU Concreto (28 MPa) para tablero.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO				
ITEM:	Baranda metalica de seguridad	UNIDAD:		
2.1		ML		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Anclaje AC 7/8"	ML	1.60	\$ 8,664.00	\$ 13,862.40
Anticorrosivo premium	GLN	0.04	\$ 42,696.19	\$ 1,707.85
Esmalte sintético	GLN	0.04	\$ 59,954.88	\$ 2,398.20
Lamina AC 3/8"	M2	0.03	\$ 334,720.40	\$ 10,711.05
Masilla	GLN	0.04	\$ 70,742.14	\$ 2,829.69
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.81	\$ 7,884.24	\$ 6,386.23
Thinner	GLN	0.05	\$ 16,447.74	\$ 822.39
Tubo galvanizado SCH-40 2 1/2"	ML	1.00	\$ 57,684.16	\$ 57,684.16
Tubo galvanizado SCH-40 4"	ML	2.00	101,672.49	\$ 203,344.98
SUB TOTAL \$				\$ 299,746.94
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 2 (1 oficial + 2 Ayudantes)	\$ 266,194.00	8.00	\$ 33,274.25	
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ 198,704.00	8.00	\$ 24,838.00	
SUB TOTAL \$				\$ 58,112.25
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL
Compresor con pistola pintura 1 HP 80 LBS	HR	\$ 55,092.00	0.05	\$ 2,754.60
Equipo de soldadura eléctrica AC/DC 110/220 V	HR	\$ 140,422.65	0.05	\$ 7,021.13
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 58,112.25	0.10	\$ 5,811.23
SUB TOTAL \$				\$ 15,586.96
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 373,446.15
APROXIMACIÓN				\$ 373,446.00

Figura 85. APU Baranda metálica de seguridad.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO				
ITEM:	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ Mpa	UNIDAD:		
2.2				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Acero de Refuerzo	Kg	1.05	3,250.00	3,412.50
Alambre negro	Kg	0.05	4,000.00	200.00
SUB TOTAL \$				3,612.50
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	180.00	1,478.86	
SUB TOTAL \$				1,478.86
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 5 % M.O.	1,478.86	5.00	73.94	
SUB TOTAL \$				73.94
TOTAL COSTO DIRECTO				5,165.30
APROXIMACIÓN				5,165.00

Figura 86. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.

4.4.3.2.2. Cálculo de cantidades de obra

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO									
MEMORIA DE CANTIDADES									
ITEM	ELEMENTO	UBICACIÓN	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	CANT	TOTALES		
							LONG (m)	AREA (m ²)	VOL (m ³)
1.1	Concreto (28 Mpa) para vigas	VIGAS A,B,C,D.	18.00	0.40	1.30	4.00			37.44
		TOTAL							
1.2	Concreto (28 Mpa) para riostras	RIOSTRAS	4.80	0.30	1.00	3.00			4.32
		TOTAL							
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	Tablero	18.00	8.00	0.18	1.00			25.92
		Bordillos sobre tablero	18.00	0.35	0.25	2.00			3.15
		TOTAL							
2.1	Baranda metalica de seguridad		18.00			2.00	36.00		
		TOTAL							36.00
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa								
		TOTAL							

Figura 87. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto reforzado.

4.4.3.2.3. Cálculo de cantidades de hierro.

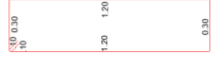

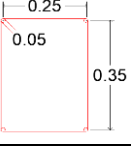
Cuadro de Figurado de Refuerzo															
Tipo de Elemento		Despiece de cada elemento	Cantidad de varillas o estribos por cada elemento	Longitud ml			Cantidades Acero de Refuerzo por elemento								
Viga, Columna, Zapata, etc	cantidad			por total	de cada	Total	$\phi >$	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/4
				elementos	refuerzo		Kg/m ³	0.250	0.560	0.994	1.552	2.235	3.042	3.973	5.060
A		B	C=AxB	D	E=CxD	F=E x (Peso de 1 ml de varilla)									
VIGAS PRINCIPALES	4	12,00 LT= 12,00	11	44	12	528								2097.74	
	4	5,00 LT= 5,00	12	48	5	240								953.52	
	4	3,88 LT= 3,88	8	32	3,88	124.16								493.29	
	4	11,00 LT=11,00	3	12	11	132								524.44	
	4	2,13 LT= 2,13	6	24	2,13	51.12								203.10	
	4	5,25 LT=5,25	2	8	5,25	42								166.87	
	4	12,00 LT=12,00	7	28	12	336				333.98					
	4	5,00 LT=5,00	14	56	5	280				278.32					
ESTRBO VIGAS PRINCIPALES	4		73	292	3.2	934.4				928.79					
RIOSTRAS	3	5,90 LT= 6,00	14	42	6	252				141.12					
	3	5,90 LT= 6,00	8	24	6	144				143.14					
ESTRBO PARA RIOSTRAS	3		24	72	3.4	244.8				137.09					
PLACA REFORZADA	1	2,50 LT=2,50	220	220	2.5	550				546.70					
	1	6,00 LT=6,00	110	110	6	660				656.04					
	1	8,00 LT=8,00	93	93	8	744				739.54					
	1	12,00 LT=12,00	64	64	12	768				430.08					
	1	5,00 LT=5,00	128	128	5	640				358.40					
BORDILLOS DEL PUENTE	2	12,00 LT=12,00	4	8	12	96				148.99					
	2	5,00 LT=5,00	8	16	5	80				124.16					
	2		60	120	1.3	156				87.36					
Totales	Kilos													10541.5350	

Figura 88. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto reforzado.

4.4.3.3. Presupuesto general puente en concreto reforzado de 26mts.


UFPS						
PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO						
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR/UNIT.	VR/PARCIAL	
1.0	ELEMENTOS DEL PUENTE					\$ 50,672,025.43
1.1	Concreto (28 Mpa) para vigas	M3	54.08	\$ 527,449.00	\$ 28,524,441.92	
1.2	Concreto (28 Mpa) para riostras	M3	6.48	\$ 527,449.00		
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	M3	41.99	\$ 527,449.00	\$ 22,147,583.51	
2.0	ESTRUCRUTA METALICA					\$ 116,227,025.00
2.1	Baranda metalica de seguridad	ML	52.00	\$ 373,446.00	\$ 19,419,192.00	
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa	KG	18743.05	\$ 5,165.00	\$ 96,807,833.00	
TOTAL COSTO DIRECTO						\$ 166,899,050.00
				ADMINISTRACION	25%	41,724,763.00
				IMPREVISTOS	1%	1,668,991.00
				UTILIDAD	4%	6,675,962.00
TOTAL PROYECTO						\$ 216,968,766.00

Figura 89. Presupuesto general, puente en concreto reforzado de 26 mts.

4.4.3.3.1. APUS de puente de tablero en concreto reforzado.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO				
ITEM:	Concreto (28 Mpa) para vigas	UNIDAD:		
1.1				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 90. APU Concreto (28 MPa) para vigas.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO					
ITEM:	Concreto (28 Mpa) para riostras	UNIDAD:	M3		
1.2					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00	
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00	
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00	
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00	
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00	
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50		
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL		
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35		
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00		
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85	
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00	

Figura 91. APU Concreto (28 MPa) para riostras.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO				
ITEM: 1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	UNIDAD: M3		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 92. APU Concreto (28 MPa) para tablero.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO					
ITEM:			UNIDAD:		
2.1	Baranda metalica de seguridad		ML		
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Anclaje AC 7/8"	ML	1.60	\$ 8,664.00	\$ 13,862.40	
Anticorrosivo premium	GLN	0.04	\$ 42,696.19	\$ 1,707.85	
Esmalte sintetico	GLN	0.04	\$ 59,954.88	\$ 2,398.20	
Lamina AC 3/8"	M2	0.03	\$ 334,720.40	\$ 10,711.05	
Masilla	GLN	0.04	\$ 70,742.14	\$ 2,829.69	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.81	\$ 7,884.24	\$ 6,386.23	
Thinner	GLN	0.05	\$ 16,447.74	\$ 822.39	
Tubo galvanizado SCH-40 2 1/2"	ML	1.00	\$ 57,684.16	\$ 57,684.16	
Tubo galvanizado SCH-40 4"	ML	2.00	101,672.49	\$ 203,344.98	
SUB TOTAL \$				\$ 299,746.94	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 2 (1 oficial + 2 Ayudantes)	\$ 266,194.00	8.00	\$ 33,274.25		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ 198,704.00	8.00	\$ 24,838.00		
SUB TOTAL \$				\$ 58,112.25	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Compresor con pistola pintura 1 HP 80 LBS	HR	\$ 55,092.00	0.05	\$ 2,754.60	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	HR	\$ 140,422.65	0.05	\$ 7,021.13	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 58,112.25	0.10	\$ 5,811.23	
SUB TOTAL \$				\$ 15,586.96	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 373,446.15	
APROXIMACIÓN				\$ 373,446.00	

Figura 93. APU Baranda metálica de seguridad.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO				
ITEM: 2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ Mpa	UNIDAD: KG		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Acero de Refuerzo	Kg	1.05	3,250.00	3,412.50
Alambre negro	Kg	0.05	4,000.00	200.00
SUB TOTAL \$				3,612.50
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	180.00	1,478.86	
SUB TOTAL \$				1,478.86
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 5 % M.O.	1,478.86	5.00	73.94	
SUB TOTAL \$				73.94
TOTAL COSTO DIRECTO				5,165.30
APROXIMACIÓN				5,165.00

Figura 94. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.

4.4.3.3.2. Cálculo de cantidades de obra.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO REFORZADO									
MEMORIA DE CANTIDADES									
ITEM	ELEMENTO	UBICACIÓN	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	CANT	TOTALES		
							LONG (m)	AREA (m ²)	VOL (m ³)
1.1	Concreto (28 Mpa) para vigas	VIGAS A,B,C,D.	26.00	0.40	1.30	4.00			54.08
		TOTAL							
1.2	Concreto (28 Mpa) para riostras	RIOSTRAS	4.80	0.30	1.50	3.00			6.48
		TOTAL							
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	Tablero	26.00	8.00	0.18	1.00			37.44
		Bordillos sobre tablero	26.00	0.35	0.25	2.00			4.55
		TOTAL							
2.1	Baranda metalica de seguridad		26.00			2.00	52.00		
		TOTAL							52.00
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa								
								KILOS	
		TOTAL							

Figura 95. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto reforzado de 26mts.

4.4.3.3.3. Cálculo de cantidades de hierro.


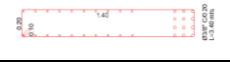
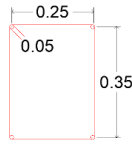
Cuadro de Figurado de Refuerzo														
Tipo de Elemento		Despiece de cada elemento	Cantidad de varillas o estribos por cada elemento	Longitud ml			Cantidades Acero de Refuerzo por elemento							
Viga, Columna, Zapata, etc	cantidad			por total elementos	de cada refuerzo	Total	ϕ	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
A		B	C=AxB	D	E=CxD	Kg/ml	0.250	0.560	0.994	1.552	2.235	3.042	3.973	5.060
F=E x (Peso de 1 ml de varilla)														
VIGAS PRINCIPALES	4	12,00 LT= 12,00	18	72	12	864								3432.67
	4	9,00 LT= 9,00	16	64	9	576								2288.45
	4	7,50 LT= 7,50	12	48	7.5	360								1430.28
	4	4,93 LT= 4,93	8	32	4.93	157.76								626.78
	4	7,65 LT= 7,65	4	16	7.55	120.8								479.94
	4	12,00 LT= 12,00	10	40	12	480								1907.04
	4	9,00 LT=9,00	20	80	9	720								2860.56
	ESTRBO VIGAS PRINCIPALES	4		101	404	4.2	1696.8				1686.62			
RIOSTRAS	3	5,90 LT= 6,00	20	60	6	360				201.60				
	3	5,90 LT= 6,00	12	36	6	216				214.70				
ESTRBO PARA RIOSTRAS	3		24	72	3.4	244.8				137.09				
PLACA REFORZADA	1	2,50 LT=2,50	220	220	2.5	550				546.70				
	1	6,00 LT=6,00	110	110	6	660				656.04				
	1	8,00 LT=8,00	93	93	8	744				739.54				
	1	12,00 LT=12,00	64	64	12	768				430.08				
	1	9,00 LT=9,00	128	128	9	1152				645.12				
BORDILLOS DEL PUENTE	2	12,00 LT=12,00	4	8	12	96				148.99				
	2	9,00 LT=9,00	8	16	9	144				223.49				
	2		60	120	1.3	156				87.36				
	Totales	Kilos									18743.0461			

Figura 96. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto reforzado.

4.4.4. Presupuesto de puente de tablero en concreto postensado.

4.4.4.1. Presupuesto general puente en concreto postensado de 12mts.


UFPS					
PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO					
					
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR/UNIT.	VR/PARCIAL
1.0	ELEMENTOS DEL PUENTE				\$ 20,927,581.34
1.1	Concreto (35 Mpa) para vigas postensadas	M3	16.74	\$ 566,361.00	\$ 9,480,883.14
1.2	Concreto (28 Mpa) para riostras	M3	2.32	\$ 527,449.00	\$ 1,224,736.58
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	M3	19.38	\$ 527,449.00	\$ 10,221,961.62
2.0	ESTRUCRUTA METALICA				\$ 43,000,696.62
2.1	Baranda metalica de seguridad	ML	24.00	\$ 373,446.00	\$ 8,962,704.00
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa	KG	5652.36	\$ 5,165.00	\$ 29,194,460.06
2.3	Acero de preesfuerzo para vigas postensadas	KG	145.49	\$ 33,291.00	\$ 4,843,532.56
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 63,928,278.00
ADMINISTRACION				25%	15,982,070.00
IMPREVISTOS				1%	639,283.00
UTILIDAD				4%	2,557,131.00
TOTAL PROYECTO					\$ 83,106,762.00

Figura 97. Presupuesto general, puente en concreto postensado de 12 mts.

4.4.4.1.1. APUS de puente de tablero en concreto postensado.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM:	Concreto (35 Mpa) para vigas postensadas	UNIDAD:		
1.1				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
Vibrador a gasolina	\$ 31,300.00	8.00	\$ 3,912.50	
Formaleta tableros y parales	\$ 350.00	0.01	\$ 35,000.00	
SUB TOTAL \$				\$ 65,191.85
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 566,361.35
APROXIMACIÓN				\$ 566,361.00

Figura 98. APU Concreto (35 MPa) para vigas postensadas.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM:	Concreto (28 Mpa) para riostras	UNIDAD:		
1.2				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 99. APU Concreto (28 MPa) para riostras.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM:	Concreto (28 Mpa) para tablero	UNIDAD:		
1.3				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 100. APU Concreto (28 MPa) para tablero.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO					
ITEM: 2.1	Baranda metálica de seguridad		UNIDAD: ML		
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Anclaje AC 7/8"	ML	1.60	\$ 8,664.00	\$ 13,862.40	
Anticorrosivo premium	GLN	0.04	\$ 42,696.19	\$ 1,707.85	
Esmalte sintético	GLN	0.04	\$ 59,954.88	\$ 2,398.20	
Lamina AC 3/8"	M2	0.03	\$ 334,720.40	\$ 10,711.05	
Masilla	GLN	0.04	\$ 70,742.14	\$ 2,829.69	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.81	\$ 7,884.24	\$ 6,386.23	
Thinner	GLN	0.05	\$ 16,447.74	\$ 822.39	
Tubo galvanizado SCH-40 2 1/2"	ML	1.00	\$ 57,684.16	\$ 57,684.16	
Tubo galvanizado SCH-40 4"	ML	2.00	101,672.49	\$ 203,344.98	
SUB TOTAL \$				\$ 299,746.94	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 2 (1 oficial + 2 Ayudantes)	\$ 266,194.00	8.00	\$ 33,274.25		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ 198,704.00	8.00	\$ 24,838.00		
SUB TOTAL \$				\$ 58,112.25	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Compresor con pistola pintura 1 HP 80 LBS	HR	\$ 55,092.00	0.05	\$ 2,754.60	
Equipo de soldadura eléctrica AC/DC 110/220 V	HR	\$ 140,422.65	0.05	\$ 7,021.13	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 58,112.25	0.10	\$ 5,811.23	
SUB TOTAL \$				\$ 15,586.96	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 373,446.15	
APROXIMACIÓN				\$ 373,446.00	

Figura 101. APU Baranda metálica de seguridad.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM:	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ Mpa	UNIDAD:		
2.2				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Acero de Refuerzo	Kg	1.05	3,250.00	\$ 3,412.50
Alambre negro	Kg	0.05	4,000.00	\$ 200.00
SUB TOTAL \$				\$ 3,612.50
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	180.00	\$ 1,478.86	
SUB TOTAL \$				\$ 1,478.86
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 5 % M.O.	1,478.86	5.00	\$ 73.94	
SUB TOTAL \$				\$ 73.94
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 5,165.30
APROXIMACIÓN				\$ 5,165.00

Figura 102. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO					
ITEM:	Acero de preesfuerzo para vigas postensadas	UNIDAD:	KG		
2.3					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Toron de 1/2"	KG	1.05	16,000.00	\$	16,800.00
Cuñas de 1/2"	UN	0.08	37,800.00	\$	3,024.00
Anclajes móviles	UND	0.003	1,100,000.00	\$	3,300.00
Anclajes Fijos	UND	0.003	1,289,600.00	\$	3,868.80
Lechada para ductos	L	0.03	1,100.00	\$	33.00
Alambre Negro	KG	0.05	3,700.00	\$	185.00
Ductos de Tensionamiento	ML	0.01	12,800.00	\$	102.40
				SUB TOTAL \$	\$ 27,313.20
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	60.00	\$	4,436.57	
				SUB TOTAL \$	\$ 4,436.57
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Herramienta menor 5 % M.O.	4,436.57	20.00	\$	221.83	
Equipo de tensionamiento	159,000.00	150.00	\$	1,060.00	
Andamios plataformas	12,600.00	150.00	\$	84.00	
Equipo de inyección	26,250.00	150.00	\$	175.00	
				SUB TOTAL \$	\$ 1,540.83
TOTAL COSTO DIRECTO				\$	33,290.60
APROXIMACIÓN				\$	33,291.00

Figura 103. APU Acero de preesfuerzo para vigas postensadas.

4.4.4.1.2. Cálculo de cantidades de obra.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO									
MEMORIA DE CANTIDADES									
ITEM	ELEMENTO	UBICACIÓN	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	CANT	TOTALES		
							LONG (m)	AREA (m ²)	VOL (m3)
1.1	Concreto (35 Mpa) para vigas postensadas		LONGITUD	AREA SECCION TRANSVERSAL					
		VIGAS PRINCIPALES	1	1	0.5	4			2
			11	0.335		4			14.74
		TOTAL							16.74
1.2	Concreto (28 Mpa) para riostras	RIOSTRAS	4.3	0.3	0.6	3			2.322
		TOTAL							2.322
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	Tablero	12	8	0.18	1			17.28
		Bordillos sobre tablero	12	0.35	0.25	2			2.1
		TOTAL							19.38
2.1	Baranda metalica de seguridad		12.00			2.00	24		
		TOTAL						24	
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa								
		TOTAL						5652.36	KILOS
2.3	Acero de preesfuerzo para vigas postensadas		LONGITUD	# TORONES	KG/ML		PESO (KG)		
		Cable 1	12.38	3	0.775		28.7835		
		Cable 2	12.23	3	0.775		28.43475		
		Cable 3	12.11	2	0.775		18.7705		
		Cable 4	11.68	4	0.775		36.208		
		Cable 5	10.74	4	0.775		33.294		
TOTAL						145.49075			

Figura 104. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto postensado 12 mts.

4.4.4.1.3. Cálculo de cantidades de hierro.

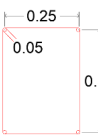
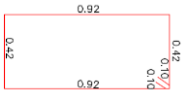
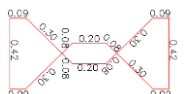
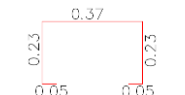
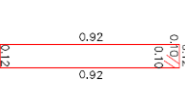
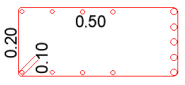
Cuadro de Figurado de Refuerzo														
Tipo de Elemento		Despiece de cada elemento	Cantidad de varillas o estribos por cada elemento	Longitud ml			Cantidades Acero de Refuerzo por elemento							
Viga, Columna, Zapata, etc	cantidad			por total elementos	de cada refuerzo	Total	Ø	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
A		B	C=AxB	D	E=CxD	F=E x (Peso de 1 ml de varilla)								
						kg/ml	0.250	0.560	0.994	1.552	2.235	3.042	3.973	5.060
PLACA REFORZADA	1	2,50 LT=2,50	220	220	2,5	550								546.70
	1	6,00 LT=6,00	110	110	6	660								656.04
	1	8,00 LT=8,00	93	93	8	744								739.54
	1	12,00 LT=12,00	64	64	12	768								430.08
BORDILLOS DEL PUENTE	2	12,00 LT=12,00	4	8	12	96								148.99
	2		60	120	1.3	156								87.36
VIGAS PRINCIPALES	4	LT=12,00	14	56	12	672								1042.94
ESTRBO VIGAS PRINCIPALES	4		20	80	2.88	230.4								129.02
	4		82	328	3.12	1023.36								1017.2
	4		82	328	0.93	305.04								303.21
	4		62	248	2.28	565.44								316.65
RIOSTRAS	3	5,90 LT= 6,00	8	24	6	144								80.64
	3	5,90 LT= 6,00	5	15	6	90								89.46
ESTRBO PARA RIOSTRAS	3		24	72	1.6	115.2								64.51
Totales	Kilos													5652.364

Figura 105. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto postensado 12 mts.

4.4.4.2. Presupuesto general puente en concreto postensado de 18 mts.


UFPS					
PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO					
					
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR/UNIT.	VR/PARCIAL
1.0	ELEMENTOS DEL PUENTE				\$ 36,086,737.50
1.1	Concreto (35 Mpa) para vigas postensadas	M3	33.04	\$ 566,361.00	\$ 18,712,567.44
1.2	Concreto (28 mpa) para riostras	M3	3.87	\$ 527,449.00	\$ 2,041,227.63
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	M3	29.07	\$ 527,449.00	\$ 15,332,942.43
2.0	ESTRUCRUTA METALICA				\$ 65,127,108
2.1	Baranda metalica de seguridad	ML	24.00	\$ 373,446.00	\$ 8,962,704.00
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y= 420$ Mpa	KG	8545.10	\$ 5,165.00	\$ 44,135,424.97
2.3	Acero de preesfuerzo para vigas postensadas	KG	361.33	\$ 33,291.00	\$ 12,028,978.77
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 101,213,845.00
ADMINISTRACION				25%	25,303,461.00
IMPREVISTOS				1%	1,012,138.00
UTILIDAD				4%	4,048,554.00
TOTAL PROYECTO					\$ 131,577,998.00

Figura 106. Presupuesto general, puente en concreto postensado de 18 mts.

4.4.4.2.1. APUS de puente de tablero en concreto postensado.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM:	Concreto (35 Mpa) para vigas postensadas	UNIDAD:		
1.1				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
Vibrador a gasolina	\$ 31,300.00	8.00	\$ 3,912.50	
Formaleta tableros y parales	\$ 350.00	0.01	\$ 35,000.00	
SUB TOTAL \$				\$ 65,191.85
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 566,361.35
APROXIMACIÓN				\$ 566,361.00

Figura 107. APU Concreto (35 MPa) para vigas postensadas.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM: 1.2	Concreto (28 mpa) para riostras	UNIDAD: M3		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 108. APU Concreto (28 MPa) para riostras.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM:	Concreto (28 Mpa) para tablero	UNIDAD:		
1.3				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 109. APU Concreto (28 MPa) para tablero.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO					
ITEM: 2.1	Baranda metalica de seguridad		UNIDAD: ML		
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Anclaje AC 7/8"	ML	1.60	\$ 8,664.00	\$ 13,862.40	
Anticorrosivo premium	GLN	0.04	\$ 42,696.19	\$ 1,707.85	
Esmalte sintetico	GLN	0.04	\$ 59,954.88	\$ 2,398.20	
Lamina AC 3/8"	M2	0.03	\$ 334,720.40	\$ 10,711.05	
Masilla	GLN	0.04	\$ 70,742.14	\$ 2,829.69	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.81	\$ 7,884.24	\$ 6,386.23	
Thinner	GLN	0.05	\$ 16,447.74	\$ 822.39	
Tubo galvanizado SCH-40 2 1/2"	ML	1.00	\$ 57,684.16	\$ 57,684.16	
Tubo galvanizado SCH-40 4"	ML	2.00	101,672.49	\$ 203,344.98	
SUB TOTAL \$				\$ 299,746.94	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 2 (1 oficial + 2 Ayudantes)	\$ 266,194.00	8.00	\$ 33,274.25		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ 198,704.00	8.00	\$ 24,838.00		
SUB TOTAL \$				\$ 58,112.25	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Compresor con pistola pintura 1 HP 80 LBS	HR	\$ 55,092.00	0.05	\$ 2,754.60	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	HR	\$ 140,422.65	0.05	\$ 7,021.13	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 58,112.25	0.10	\$ 5,811.23	
SUB TOTAL \$				\$ 15,586.96	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 373,446.15	
APROXIMACIÓN				\$ 373,446.00	

Figura 110. APU Baranda metálica de seguridad.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM:	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ Mpa	UNIDAD:		
2.2				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Acero de Refuerzo	Kg	1.05	3,250.00	\$ 3,412.50
Alambre negro	Kg	0.05	4,000.00	\$ 200.00
SUB TOTAL \$				\$ 3,612.50
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	180.00	\$ 1,478.86	
SUB TOTAL \$				\$ 1,478.86
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 5 % M.O.	1,478.86	5.00	\$ 73.94	
SUB TOTAL \$				\$ 73.94
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 5,165.30
APROXIMACIÓN				\$ 5,165.00

Figura 111. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM: 2.3	Acero de preesfuerzo para vigas postensadas	UNIDAD: KG		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Toron de 1/2"	KG	1.05	16,000.00	\$ 16,800.00
Cuñas de 1/2"	UN	0.08	37,800.00	\$ 3,024.00
Anclajes móviles	UND	0.003	1,100,000.00	\$ 3,300.00
Anclajes Fijos	UND	0.003	1,289,600.00	\$ 3,868.80
Lechada para ductos	L	0.03	1,100.00	\$ 33.00
Alambre Negro	KG	0.05	3,700.00	\$ 185.00
Ductos de Tensionamiento	ML	0.01	12,800.00	\$ 102.40
SUB TOTAL \$				\$ 27,313.20
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	60.00	\$ 4,436.57	
SUB TOTAL \$				\$ 4,436.57
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 5 % M.O.	4,436.57	20.00	\$ 221.83	
Equipo de tensionamiento	159,000.00	150.00	\$ 1,060.00	
Andamios plataformas	12,600.00	150.00	\$ 84.00	
Equipo de inyección	26,250.00	150.00	\$ 175.00	
SUB TOTAL \$				\$ 1,540.83
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 33,290.60
APROXIMACIÓN				\$ 33,291.00

Figura 112. APU Acero de preesfuerzo para vigas postensadas.

4.4.4.2.2. Cálculo de cantidades de obra.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO									
MEMORIA DE CANTIDADES									
ITEM	ELEMENTO	UBICACIÓN	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	CANT	TOTALES		
							LONG (m)	AREA (m ²)	VOL (m ³)
1.1	Concreto (35 Mpa) para vigas postensadas		LONGITUD	AREA SECCION TRANSVERSAL					
		VIGAS PRINCIPALES	1	0.78		4			3.12
			17	0.44		4			29.92
		TOTAL							33.04
1.2	Concreto (28 mpa) para riostras	RIOSTRAS	4.3	0.3	1	3			3.87
		TOTAL							3.87
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	Tablero	18	8	0.18	1			25.92
		Bordillos sobre tablero	18	0.35	0.25	2			3.15
		TOTAL							29.07
2.1	Baranda metalica de seguridad		12.00			2.00	24		
		TOTAL						24	
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa								
		TOTAL							8545.10
2.3	Acero de preesfuerzo para vigas postensadas		LONGITUD	# TORONES	KG/ML		PESO (KG)		
		Cable 1	18.53	5	0.775		71.80375		
		Cable 2	18.34	5	0.775		71.0675		
		Cable 3	18.18	5	0.775		70.4475		
		Cable 4	16.86	6	0.775		78.399		
		Cable 5	14.97	6	0.775		69.6105		
TOTAL						361.32825			

Figura 113. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto postensado 18 mts.

4.4.4.2.3. Cálculo de cantidades de hierro.

Cuadro de Figurado de Refuerzo														
Tipo de Elemento		Despiece de cada elemento	Cantidad de varillas o estribos por cada elemento	Longitud ml			Cantidades Acero de Refuerzo por elemento							
Viga, Columna, Zapata, etc	cantidad			por total elementos	de cada refuerzo	Total	ϕ	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
A		B	C=AxB	D	E=CxD	F=E x (Peso de 1 ml de varilla)								
						0.250	0.560	0.994	1.552	2.235	3.042	3.973	5.060	
PLACA REFORZADA	1		220	220	2.5	550			546.70					
	1		110	110	6	660			656.04					
	1		93	93	8	744			739.54					
	1		64	64	12	768			430.08					
	1		128	128	5	640			358.40					
BORDILLOS DEL PUENTE	2		4	8	12	96			148.99					
	2		60	120	1.3	156			87.36					
VIGAS PRINCIPALES	4		20	80	10	800			1241.60					
	4		20	80	12	960			1489.92					
ESTRBO VIGAS PRINCIPALES	4		14	56	3.68	206.08			115.40					
	4		100	400	3.4	1360			1351.8					
	4		100	400	1.03	412			409.53					
	4		85	340	2.88	979.2			548.35					
RIOSTRAS	3		14	42	6	252			141.12					
	3		8	24	6	144			143.14					
ESTRBO PARA RIOSTRAS	3		24	72	3.4	244.8			137.09					
Totales	Kilos								8545.097					

Figura 114. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto postensado 18 mts.

4.4.4.3. Presupuesto general puente en concreto postensado de 26 mts.


UFPS						
PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO						
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR/UNIT.	VR/PARCIAL	
1.0	ELEMENTOS DEL PUENTE					\$ 68,326,856.75
1.1	Concreto (35 Mpa) para vigas postensadas	M3	76.89	\$ 566,361.00	\$ 43,544,665.49	
1.2	Concreto (28 Mpa) para riostras	M3	5.00	\$ 527,449.00	\$ 2,634,607.76	
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	M3	41.99	\$ 527,449.00	\$ 22,147,583.51	
2.0	ESTRUCRUTA METALICA					\$ 111,400,495.73
2.1	Baranda metalica de seguridad	ML	52.00	\$ 373,446.00	\$ 19,419,192.00	
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ Mpa	KG	12232.17	\$ 5,165.00	\$ 63,179,145.65	
2.3	Acero de preesfuerzo para vigas postensadas	KG	865.16	\$ 33,291.00	\$ 28,802,158.08	
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 179,727,352.00	
ADMINISTRACION				25%	44,931,838.00	
IMPREVISTOS				1%	1,797,274.00	
UTILIDAD				4%	7,189,094.00	
TOTAL PROYECTO					\$ 233,645,558.00	

Figura 115. Presupuesto general, puente en concreto postensado de 26 mts.

4.4.4.3.1. APUS de puente de tablero en concreto postensado.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM:	Concreto (35 Mpa) para vigas postensadas	UNIDAD:		
1.1				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
Vibrador a gasolina	\$ 31,300.00	8.00	\$ 3,912.50	
Formaleta tableros y parales	\$ 350.00	0.01	\$ 35,000.00	
SUB TOTAL \$				\$ 65,191.85
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 566,361.35
APROXIMACIÓN				\$ 566,361.00

Figura 116. APU Concreto (35 MPa) para vigas postensadas.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM:	Concreto (28 Mpa) para riostras	UNIDAD:		
1.2				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 117. APU Concreto (28 MPa) para riostras.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM:	Concreto (28 Mpa) para tablero	UNIDAD:		
1.3				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 118. APU Concreto (28 MPa) para tablero.


PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO					
ITEM:			UNIDAD:		
2.1	Baranda metalica de seguridad		ML		
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Anclaje AC 7/8"	ML	1.60	\$ 8,664.00	\$ 13,862.40	
Anticorrosivo premium	GLN	0.04	\$ 42,696.19	\$ 1,707.85	
Esmalte sintetico	GLN	0.04	\$ 59,954.88	\$ 2,398.20	
Lamina AC 3/8"	M2	0.03	\$ 334,720.40	\$ 10,711.05	
Masilla	GLN	0.04	\$ 70,742.14	\$ 2,829.69	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.81	\$ 7,884.24	\$ 6,386.23	
Thinner	GLN	0.05	\$ 16,447.74	\$ 822.39	
Tubo galvanizado SCH-40 2 1/2"	ML	1.00	\$ 57,684.16	\$ 57,684.16	
Tubo galvanizado SCH-40 4"	ML	2.00	101,672.49	\$ 203,344.98	
SUB TOTAL \$				\$ 299,746.94	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 2 (1 oficial + 2 Ayudantes)	\$ 266,194.00	8.00	\$ 33,274.25		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ 198,704.00	8.00	\$ 24,838.00		
SUB TOTAL \$				\$ 58,112.25	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Compresor con pistola pintura 1 HP 80 LBS	HR	\$ 55,092.00	0.05	\$ 2,754.60	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	HR	\$ 140,422.65	0.05	\$ 7,021.13	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 58,112.25	0.10	\$ 5,811.23	
SUB TOTAL \$				\$ 15,586.96	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 373,446.15	
APROXIMACIÓN				\$ 373,446.00	

Figura 119. APU Baranda metálica de seguridad.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM: 2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ Mpa	UNIDAD: KG		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Acero de Refuerzo	Kg	1.05	3,250.00	\$ 3,412.50
Alambre negro	Kg	0.05	4,000.00	\$ 200.00
SUB TOTAL \$				\$ 3,612.50
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	180.00	\$ 1,478.86	
SUB TOTAL \$				\$ 1,478.86
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 5 % M.O.	1,478.86	5.00	\$ 73.94	
SUB TOTAL \$				\$ 73.94
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 5,165.30
APROXIMACIÓN				\$ 5,165.00

Figura 120. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO				
ITEM: 2.3	Acero de preesfuerzo para vigas postensadas	UNIDAD: KG		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Toron de 1/2"	KG	1.05	16,000.00	\$ 16,800.00
Cuñas de 1/2"	UN	0.08	37,800.00	\$ 3,024.00
Anclajes móviles	UND	0.003	1,100,000.00	\$ 3,300.00
Anclajes Fijos	UND	0.003	1,289,600.00	\$ 3,868.80
Lechada para ductos	L	0.03	1,100.00	\$ 33.00
Alambre Negro	KG	0.05	3,700.00	\$ 185.00
Ductos de Tensionamiento	ML	0.01	12,800.00	\$ 102.40
SUB TOTAL \$				\$ 27,313.20
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	60.00	\$ 4,436.57	
SUB TOTAL \$				\$ 4,436.57
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 5 % M.O.	4,436.57	20.00	\$ 221.83	
Equipo de tensionamiento	159,000.00	150.00	\$ 1,060.00	
Andamios plataformas	12,600.00	150.00	\$ 84.00	
Equipo de inyección	26,250.00	150.00	\$ 175.00	
SUB TOTAL \$				\$ 1,540.83
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 33,290.60
APROXIMACIÓN				\$ 33,291.00

Figura 121. APU Acero de preesfuerzo para vigas postensadas.

4.4.4.3.2. Cálculo de cantidades de obra.

PUENTE DE TABLERO EN CONCRETO POSTENSADO										
MEMORIA DE CANTIDADES										
ITEM	ELEMENTO	UBICACIÓN	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	CANT	TOTALES			
							LONG (m)	AREA (m ²)	VOL (m ³)	
1.1	Concreto (35 Mpa) para vigas postensadas		LONGITUD	AREA SECCION TRANSVERSAL						
		VIGAS PRINCIPALES	1	1.3	0.7	4			3.64	
			25	0.6825		4			68.25	
		RIOSTRAS	3.7	0.3	1.5	3			5.00	
TOTAL									76.89	
1.2	Concreto (28 Mpa) para riostras	RIOSTRAS	3.7	0.3	1.5	3			4.995	
		TOTAL								4.995
1.3	Concreto (28 Mpa) para tablero	Tablero	26	8	0.18	1			37.44	
		Bordillos sobre tablero	26	0.35	0.25	2			4.55	
		TOTAL								41.99
2.1	Baranda metalica de seguridad		26.00			2.00	52			
		TOTAL							52	
2.2	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa									
		TOTAL							12232.17	KILOS
2.3	Acero de preesfuerzo para vigas postensadas		LONGITUD	# TORONES	KG/ML		PESO (KG)			
		Cable 1	26.37	8	0.775		163.494			
		Cable 2	26.24	8	0.775		162.688			
		Cable 3	26.13	8	0.775		162.006			
		Cable 4	23.06	11	0.775		196.5865			
		Cable 5	21.16	11	0.775		180.389			
TOTAL							865.1635			

Figura 122. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en concreto postensado 26 mts.

4.4.4.3.3. Cálculo de cantidades de hierro.

Cuadro de Figurado de Refuerzo														
Tipo de Elemento		Despiece de cada elemento	Cantidad de varillas o estribos por cada elemento	Longitud ml			Cantidades Acero de Refuerzo por elemento							
Viga, Columna, Zapata, etc	cantidad			por total elementos	de cada refuerzo	Total	Ø	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
A		B	C=AxB	D	E=CxD	Kg/ml	0.250	0.560	0.994	1.552	2.235	3.042	3.973	5.060
		F=E x (Peso de 1 ml de varilla)												
PLACA REFORZADA	1		220	220	2.5	550								546.70
	1		110	110	6	660								656.04
	1		93	93	8	744								739.54
	1		64	64	12	768								430.08
	1		128	128	9	1152								645.12
BORDILLOS DEL PUENTE	2		4	8	12	96								148.99
	2		60	120	1.3	156								87.36
VIGAS PRINCIPALES	4		24	96	18	1728								2681.86
	4		24	96	12	1152								1787.90
ESTRBO VIGAS PRINCIPALES	4		10	40	4.58	183.2								102.59
	4		135	540	4.28	2311.2								2297.33
	4		135	540	1.03	556.2								552.86
	4		125	500	3.58	1790								1002.40
RIOSTRAS	3		20	60	6	360								201.60
	3		12	36	6	216								214.70
ESTRBO PARA RIOSTRAS	3		24	72	3.4	244.8								137.09
Totales	Kilos													12232.168

Figura 123. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en concreto postensado 26 mts.

4.4.5. Presupuesto de puente de tablero en viga metálica.

4.4.5.1. Presupuesto general puente en viga metálica de 12 mts.


UFPS						
PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA						
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR/UNIT.	VR/PARCIAL	
1.0	ELEMENTOS DEL PUENTE				\$ 10,221,961.62	
1.1	Concreto (28 Mpa) para tablero	M3	19.38	\$ 527,449.00	\$ 10,221,961.62	
2.0	ESTRUCRUTA METALICA				\$ 129,809,203.47	
2.1	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A572-01 grado 50 para viga	KG	8890.02	\$ 10,245.00	\$ 91,078,249.74	
2.2	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras	KG	925.28	\$ 8,811.00	\$ 8,152,637.67	
2.3	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metalicos para conectores de cortante	KG	415.42	\$ 8,811.00	\$ 3,660,283.24	
2.4	Baranda metalica de seguridad	ML	36.00	\$ 373,446.00	\$ 13,444,056.00	
2.5	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa	KG	2608.71	\$ 5,165.00	\$ 13,473,976.82	
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 140,031,165.00	
ADMINISTRACION				25%	35,007,791.00	
IMPREVISTOS				1%	1,400,312.00	
UTILIDAD				4%	5,601,247.00	
TOTAL PROYECTO					\$ 182,040,515.00	

Figura 124. Presupuesto general, puente en viga metálica de 12 mts.

4.4.5.1.1. APUS de puente de tablero en viga metálica.


PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA				
ITEM:	Concreto (28 Mpa) para tablero	UNIDAD:		
1.1				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 125. APU Concreto (28 MPa) para tablero.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA					
ITEM:	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A572-01 grado 50 para viga	UNIDAD:	KG		
2.1					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Acero estructural A 572-01 Grago 50	KG	1.05	\$ 5,830.00	\$ 6,121.50	
Transporte de acero	KG	1.00	\$ 400.00	\$ 400.00	
Anticorrosivo premium	GLN	0.0002	\$ 42,696.19	\$ 8.54	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.005	\$ 7,884.24	\$ 39.42	
Thinner	GLN	0.00002	\$ 16,447.74	\$ 0.35	
Esmalte sintetico	GLN	0.0002	\$ 59,954.88	\$ 11.99	
SUB TOTAL \$				\$ 6,581.80	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 8 (2 Ayudantes)	\$ 134,980.00	140.00	\$ 964.14		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ 198,704.00	140.00	\$ 1,419.31		
SUB TOTAL \$				\$ 2,383.46	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Equipo oxicorte	DIA	\$ 49,442.58	0.010	\$ 494.43	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	DIA	\$ 74,163.84	0.010	\$ 741.64	
Grua telescopica 50 Ton	HR	\$ 1,950.00	0.010	\$ 19.50	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 2,383.46	0.010	\$ 23.83	
SUB TOTAL \$				\$ 1,279.40	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 10,244.66	
APROXIMACIÓN				\$ 10,245.00	

Figura 126. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A572-01 grado 50 para viga.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA					
ITEM:	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras	UNIDAD:	KG		
2.2					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Acero estructural A 588 Grago C	KG	1.05	\$ 5,830.00	\$ 6,121.50	
Transporte de acero	KG	1.00	\$ 400.00	\$ 400.00	
Anticorrosivo premium	GLN	0.0002	\$ 42,696.19	\$ 8.54	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.005	\$ 7,884.24	\$ 39.42	
Thinner	GLN	0.00002	\$ 16,447.74	\$ 0.35	
Esmalte sintetico	GLN	0.0002	\$ 59,954.88	\$ 11.99	
SUB TOTAL \$				\$ 6,581.80	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 8 (2 Ayudantes)	\$ 134,980.00	140.00	\$ 964.14		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ -	140.00	\$ -		
SUB TOTAL \$				\$ 964.14	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Equipo oxicorte	DIA	\$ 49,442.58	0.010	\$ 494.43	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	DIA	\$ 74,163.84	0.010	\$ 741.64	
Grua telescopica 50 Ton	HR	\$ 1,950.00	0.010	\$ 19.50	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 964.14	0.010	\$ 9.64	
SUB TOTAL \$				\$ 1,265.21	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 8,811.15	
APROXIMACIÓN				\$ 8,811.00	

Figura 127. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA					
ITEM:	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metalicos para conectores de cortante	UNIDAD:	KG		
2.3					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Acero estructural A 588 Grago C	KG	1.05	\$ 5,830.00	\$ 6,121.50	
Transporte de acero	KG	1.00	\$ 400.00	\$ 400.00	
Anticorrosivo premium	GLN	0.0002	\$ 42,696.19	\$ 8.54	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.005	\$ 7,884.24	\$ 39.42	
Thinner	GLN	0.00002	\$ 16,447.74	\$ 0.35	
Esmalte sintetico	GLN	0.0002	\$ 59,954.88	\$ 11.99	
SUB TOTAL \$				\$ 6,581.80	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 8 (2 Ayudantes)	\$ 134,980.00	140.00	\$ 964.14		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ -	140.00	\$ -		
SUB TOTAL \$				\$ 964.14	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Equipo oxicorte	DIA	\$ 49,442.58	0.010	\$ 494.43	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	DIA	\$ 74,163.84	0.010	\$ 741.64	
Grua telescopica 50 Ton	HR	\$ 1,950.00	0.010	\$ 19.50	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 964.14	0.010	\$ 9.64	
SUB TOTAL \$				\$ 1,265.21	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 8,811.15	
APROXIMACIÓN				\$ 8,811.00	

Figura 128. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metálicos para conectores de cortante.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA					
ITEM:				UNIDAD:	
2.4		Baranda metalica de seguridad		ML	
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Anclaje AC 7/8"	ML	1.60	\$ 8,664.00	\$ 13,862.40	
Anticorrosivo premium	GLN	0.04	\$ 42,696.19	\$ 1,707.85	
Esmalte sintetico	GLN	0.04	\$ 59,954.88	\$ 2,398.20	
Lamina AC 3/8"	M2	0.03	\$ 334,720.40	\$ 10,711.05	
Masilla	GLN	0.04	\$ 70,742.14	\$ 2,829.69	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.81	\$ 7,884.24	\$ 6,386.23	
Thinner	GLN	0.05	\$ 16,447.74	\$ 822.39	
Tubo galvanizado SCH-40 2 1/2"	ML	1.00	\$ 57,684.16	\$ 57,684.16	
Tubo galvanizado SCH-40 4"	ML	2.00	101,672.49	\$ 203,344.98	
				SUB TOTAL \$	\$ 299,746.94
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN		VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 2 (1 oficial + 2 Ayudantes)		\$ 266,194.00	8.00	\$ 33,274.25	
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)		\$ 198,704.00	8.00	\$ 24,838.00	
				SUB TOTAL \$	\$ 58,112.25
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Compresor con pistola pintura 1 HP 80 LBS	HR	\$ 55,092.00	0.05	\$ 2,754.60	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	HR	\$ 140,422.65	0.05	\$ 7,021.13	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 58,112.25	0.10	\$ 5,811.23	
				SUB TOTAL \$	\$ 15,586.96
TOTAL COSTO DIRECTO				\$	373,446.15
APROXIMACIÓN				\$	373,446.00

Figura 129. APU Baranda metálica de seguridad.


PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA					
ITEM: 2.5	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa		UNIDAD: KG		
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Acero de Refuerzo	Kg	1.05	3,250.00	3,412.50	
Alambre negro	Kg	0.05	4,000.00	200.00	
				SUB TOTAL \$	3,612.50
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	180.00	1,478.86		
				SUB TOTAL \$	1,478.86
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL		
Herramienta menor 5 % M.O.	1,478.86	5.00	73.94		
				SUB TOTAL \$	73.94
TOTAL COSTO DIRECTO				5,165.30	
APROXIMACIÓN				5,165.00	

Figura 130. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 MPa.

4.4.5.1.2. Cálculo de cantidades de obra.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA									
MEMORIA DE CANTIDADES									
ITEM	ELEMENTO	UBICACIÓN	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	CANT	TOTALES		
							LONG (m)	AREA (m ²)	VOL (m ³)
1.1	Concreto (28 Mpa) para tablero	Tablero	12	8	0.18	1			17.28
		Bordillos sobre tablero	12	0.35	0.25	2			2.1
		TOTAL							19.38
2.1	Suministro, transporte, fabricación, ensamble y montaje de acero A572-01 grado 50 para viga	SECCION	LONGITUD (M)	AREA (M2)	DENSIDAD (KG/M3)	CANTIDAD	PESO (KG)		
		VIGAS PPLES	12	0.022506	7850.00	4.00	8480.2608		
		RIGIDIZADORES	0.02	0.217494	7850.00	12.00	409.7587		
		TOTAL					8890.0195		
2.2	Suministro, transporte, fabricación, ensamble y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras	SECCION	LONGITUD (M)	AREA (M2)	DENSIDAD (KG/M3)	CANTIDAD	PESO (KG)		
		Perfil C12x20,7	2	0.003929	7850	15	925.2795		
		TOTAL					925.28		
2.3	Suministro, transporte, fabricación, ensamble y montaje de perfiles metalicos para conectores de cortante	SECCION	LONGITUD (M)	AREA (M2)	DENSIDAD (KG/M3)	CANTIDAD	PESO (KG)		
		CONECTORES	0.2	0.00147	7850	180	415.422		
		TOTAL					415.42		
2.4	Baranda metalica de seguridad		18.00			2.00	36		
		TOTAL					36		
2.5	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa								
		TOTAL					2608.71		

Figura 131. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en viga metálica 12 mts.

4.4.5.2. Presupuesto general puente en viga metálica de 18mts.



UFPS						
PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA						
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR/UNIT.	VR/PARCIAL	
1.0	ELEMENTOS DEL PUENTE				\$ 15,332,942.43	
1.1	Concreto (28 Mpa) para tablero	M3	29.07	\$ 527,449.00	\$ 15,332,942.43	
2.0	ESTRUCRUTA METALICA				\$ 286,607,037.36	
2.1	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A588 grado B para viga	KG	23793.22	\$ 10,245.00	\$ 243,761,583.98	
2.2	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras	KG	925.28	\$ 8,811.00	\$ 8,152,637.67	
2.3	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metalicos para conectores de cortante	KG	563.13	\$ 8,811.00	\$ 4,961,717.28	
2.4	Baranda metalica de seguridad	ML	36.00	\$ 373,446.00	\$ 13,444,056.00	
2.5	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa	KG	3153.35	\$ 5,165.00	\$ 16,287,042.42	
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 301,939,980.00	
ADMINISTRACION				25%	75,484,995.00	
IMPREVISTOS				1%	3,019,400.00	
UTILIDAD				4%	12,077,599.00	
TOTAL PROYECTO					\$ 392,521,974.00	

Figura 133. Presupuesto general, puente en viga metálica de 18 mts.

4.4.5.2.1. APUS de puente de tablero en viga metálica.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA			
ITEM: 1.1	Concreto (28 Mpa) para tablero	UNIDAD: M3	

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50
SUB TOTAL \$			\$ 100,293.50

HERRAMIENTA Y EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00
SUB TOTAL \$			\$ 26,279.35

TOTAL COSTO DIRECTO	\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN	\$ 527,449.00

Figura 134. APU Concreto (28 MPa) para tablero.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA				
ITEM:	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A588 grado B para viga	UNIDAD:		
2.1				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Acero estructural A 588 Grago C	KG	1.05	\$ 5,830.00	\$ 6,121.50
Transporte de acero	KG	1.00	\$ 400.00	\$ 400.00
Anticorrosivo premium	GLN	0.0002	\$ 42,696.19	\$ 8.54
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.005	\$ 7,884.24	\$ 39.42
Thinner	GLN	0.00002	\$ 16,447.74	\$ 0.35
Esmalte sintetico	GLN	0.0002	\$ 59,954.88	\$ 11.99
SUB TOTAL \$				\$ 6,581.80
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 8 (2 Ayudantes)	\$ 134,980.00	140.00	\$ 964.14	
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ 198,704.00	140.00	\$ 1,419.31	
SUB TOTAL \$				\$ 2,383.46
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL
Equipo oxicorte	DIA	\$ 49,442.58	0.010	\$ 494.43
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	DIA	\$ 74,163.84	0.010	\$ 741.64
Grua telescopica 50 Ton	HR	\$ 1,950.00	0.010	\$ 19.50
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 2,383.46	0.010	\$ 23.83
SUB TOTAL \$				\$ 1,279.40
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 10,244.66
APROXIMACIÓN				\$ 10,245.00

Figura 135. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A588 grado B para viga.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA					
ITEM:	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras	UNIDAD:	KG		
2.2					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Acero estructural A 588 Grago C	KG	1.05	\$ 5,830.00	\$ 6,121.50	
Transporte de acero	KG	1.00	\$ 400.00	\$ 400.00	
Anticorrosivo premium	GLN	0.0002	\$ 42,696.19	\$ 8.54	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.005	\$ 7,884.24	\$ 39.42	
Thinner	GLN	0.00002	\$ 16,447.74	\$ 0.35	
Esmalte sintetico	GLN	0.0002	\$ 59,954.88	\$ 11.99	
SUB TOTAL \$				\$ 6,581.80	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 8 (2 Ayudantes)	\$ 134,980.00	140.00	\$ 964.14		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ -	140.00	\$ -		
SUB TOTAL \$				\$ 964.14	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Equipo oxicorte	DIA	\$ 49,442.58	0.010	\$ 494.43	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	DIA	\$ 74,163.84	0.010	\$ 741.64	
Grúa telescópica 50 Ton	HR	\$ 1,950.00	0.010	\$ 19.50	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 964.14	0.010	\$ 9.64	
SUB TOTAL \$				\$ 1,265.21	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 8,811.15	
APROXIMACIÓN				\$ 8,811.00	

Figura 136. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA					
ITEM:	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metalicos para conectores de cortante	UNIDAD:	KG		
2.3					
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Acero estructural A 588 Grago C	KG	1.05	\$ 5,830.00	\$ 6,121.50	
Transporte de acero	KG	1.00	\$ 400.00	\$ 400.00	
Anticorrosivo premium	GLN	0.0002	\$ 42,696.19	\$ 8.54	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.005	\$ 7,884.24	\$ 39.42	
Thinner	GLN	0.00002	\$ 16,447.74	\$ 0.35	
Esmalte sintetico	GLN	0.0002	\$ 59,954.88	\$ 11.99	
SUB TOTAL \$				\$ 6,581.80	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 8 (2 Ayudantes)	\$ 134,980.00	140.00	\$ 964.14		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ -	140.00	\$ -		
SUB TOTAL \$				\$ 964.14	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Equipo oxicorte	DIA	\$ 49,442.58	0.010	\$ 494.43	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	DIA	\$ 74,163.84	0.010	\$ 741.64	
Grua telescopica 50 Ton	HR	\$ 1,950.00	0.010	\$ 19.50	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 964.14	0.010	\$ 9.64	
SUB TOTAL \$				\$ 1,265.21	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 8,811.15	
APROXIMACIÓN				\$ 8,811.00	

Figura 137. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metálicos para conectores de cortante.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA					
ITEM:	Baranda metalica de seguridad		UNIDAD:	ML	
2.4			ML		
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Anclaje AC 7/8"	ML	1.60	\$ 8,664.00	\$ 13,862.40	
Anticorrosivo premium	GLN	0.04	\$ 42,696.19	\$ 1,707.85	
Esmalte sintetico	GLN	0.04	\$ 59,954.88	\$ 2,398.20	
Lamina AC 3/8"	M2	0.03	\$ 334,720.40	\$ 10,711.05	
Masilla	GLN	0.04	\$ 70,742.14	\$ 2,829.69	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.81	\$ 7,884.24	\$ 6,386.23	
Thinner	GLN	0.05	\$ 16,447.74	\$ 822.39	
Tubo galvanizado SCH-40 2 1/2"	ML	1.00	\$ 57,684.16	\$ 57,684.16	
Tubo galvanizado SCH-40 4"	ML	2.00	101,672.49	\$ 203,344.98	
SUB TOTAL \$				\$ 299,746.94	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 2 (1 oficial + 2 Ayudantes)	\$ 266,194.00	8.00	\$ 33,274.25		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ 198,704.00	8.00	\$ 24,838.00		
SUB TOTAL \$				\$ 58,112.25	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Compresor con pistola pintura 1 HP 80 LBS	HR	\$ 55,092.00	0.05	\$ 2,754.60	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	HR	\$ 140,422.65	0.05	\$ 7,021.13	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 58,112.25	0.10	\$ 5,811.23	
SUB TOTAL \$				\$ 15,586.96	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 373,446.15	
APROXIMACIÓN				\$ 373,446.00	

Figura 138. APU Baranda metálica de seguridad.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA			
ITEM: 2.5	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ Mpa	UNIDAD: KG	

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Acero de Refuerzo	Kg	1.05	3,250.00	3,412.50
Alambre negro	Kg	0.05	4,000.00	200.00
SUB TOTAL \$				3,612.50

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	180.00	1,478.86
SUB TOTAL \$			1,478.86

HERRAMIENTA Y EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL
Herramienta menor 5 % M.O.	1,478.86	5.00	73.94
SUB TOTAL \$			73.94

TOTAL COSTO DIRECTO	5,165.30
APROXIMACIÓN	5,165.00

Figura 139. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ MPa.

4.4.5.2.2. Cálculo de cantidades de obra.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA									
MEMORIA DE CANTIDADES									
ITEM	ELEMENTO	UBICACIÓN	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	CANT	TOTALES		
							LONG (m)	AREA (m ²)	VOL (m ³)
1.1	Concreto (28 Mpa) para tablero	Tablero	18.00	8.00	0.18	1.00			25.92
		Bordillos sobre tablero	18.00	0.35	0.25	2.00			3.15
		TOTAL							29.07
2.1	Suministro, transporte, fabricación, ensamble y montaje de acero A588 grado B para viga	SECCION	LONGITUD (M)	AREA (M2)	DENSIDAD (KG/M3)	CANTIDAD	PESO (KG)		
		VIGAS PPLES	18.00	0.04090	7850.00		4.00	23116.68	
		RIGIDIZADORES	0.02	0.35910	7850.00		12.00	676.54	
		TOTAL						23793.22	
2.2	Suministro, transporte, fabricación, ensamble y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras	SECCION	LONGITUD (M)	AREA (cm2)	PESO (KG/M)	CANTIDAD	PESO (KG)		
		Perfil C12x20,7	2.00	0.003929	7850.00	15.00		925.28	
		TOTAL						925.28	
2.3	Suministro, transporte, fabricación, ensamble y montaje de perfiles metalicos para conectores de cortante	SECCION	LONGITUD (M)	AREA (M2)	DENSIDAD (KG/M3)	CANTIDAD	PESO (KG)		
		CONECTORES	0.20	0.001470	7850.00		244.00	563.13	
		TOTAL						563.13	
2.4	Baranda metalica de seguridad		18.00			2.00	36.00		
		TOTAL						36.00	
2.5	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa								
		TOTAL						3153.35	KILOS

Figura 140. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en viga metálica 18 mts.

4.4.5.2.3. Cálculo de cantidades de hierro.

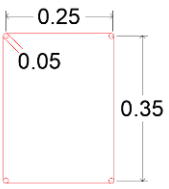
Cuadro de Figurado de Refuerzo														
Tipo de Elemento		Despiece de cada elemento	Cantidad de varillas o estribos por cada elemento	Longitud ml		Cantidades Acero de Refuerzo por elemento								
Viga, Columna, Zapata, etc	cantidad			por total elementos	de cada refuerzo	Total	Ø →	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
A		B	C=AxB	D	E=CxD	Kg/ml →	0.250	0.560	0.994	1.552	2.235	3.042	3.973	5.060
		F=E x (Peso de 1 ml de varilla)												
PLACA REFORZADA	1	2,50 LT=2,50	220	220	2.5	550								546.70
	1	6,00 LT=6,00	110	110	6	660								656.04
	1	8,00 LT=8,00	93	93	8	744								739.54
	1	12,00 LT=12,00	64	64	12	768								430.08
	1	5,00 LT=5,00	128	128	5	640								358.40
BORDILLOS DEL PUENTE	2	12,00 LT=12,00	4	8	12	96								148.99
	2	5,00 LT=5,00	8	16	7.5	120								186.24
	2		60	120	1.3	156								87.36
Totales	Kilos													3153.3480

Figura 141. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en viga metálica 18 mts.

4.4.5.3. Presupuesto general puente en viga metálica de 26mts.


UFPS						
PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA						
ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT.	VR/UNIT.	VR/PARCIAL	
1.0	ELEMENTOS DEL PUENTE				\$ 22,147,583.51	
1.1	Concreto (28 Mpa) para tablero	M3	41.99	\$ 527,449.00	\$ 22,147,583.51	
2.0	ESTRUCRUTA METALICA				\$ 311,683,352.99	
2.1	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A588 grado B para viga	KG	25311.73	\$ 10,245.00	\$ 259,318,657.46	
2.2	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras	KG	925.28	\$ 8,811.00	\$ 8,152,637.67	
2.3	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metalicos para conectores de cortante	KG	775.45	\$ 8,811.00	\$ 6,832,528.72	
2.4	Baranda metalica de seguridad	ML	52.00	\$ 373,446.00	\$ 19,419,192.00	
2.5	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa	KG	3477.32	\$ 5,165.00	\$ 17,960,337.14	
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 333,830,937.00	
ADMINISTRACION				25%	83,457,734.00	
IMPREVISTOS				1%	3,338,309.00	
UTILIDAD				4%	13,353,237.00	
TOTAL PROYECTO					\$ 433,980,217.00	

Figura 142. Presupuesto general, puente en viga metálica de 26 mts.

4.4.5.3.1. APUS de puente de tablero en viga metálica.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA				
ITEM: 1.1	Concreto (28 Mpa) para tablero	UNIDAD: M3		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Cemento gris	KG	500.50	\$ 600.00	\$ 300,300.00
Arena lavada de rio	M3	0.77	\$ 52,000.00	\$ 40,040.00
Triturado ¾"	M3	0.77	\$ 58,000.00	\$ 44,660.00
Agua	LT	210.00	\$ 20.00	\$ 4,200.00
desperdicio	%	0.03	\$ 389,200.00	\$ 11,676.00
SUB TOTAL \$				\$ 400,876.00
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 4 (1Oficial + 4 Ayudante)	\$ 401,174.00	4.00	\$ 100,293.50	
SUB TOTAL \$				\$ 100,293.50
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 10% M.O.	\$ 100,293.50	10.00	\$ 10,029.35	
Mezcladora gas/electrica	\$ 65,000.00	4.00	\$ 16,250.00	
SUB TOTAL \$				\$ 26,279.35
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 527,448.85
APROXIMACIÓN				\$ 527,449.00

Figura 143. APU Concreto (28 MPa) para tablero.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA					
ITEM: 2.1	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A588 grado B para viga	UNIDAD: KG			
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Acero estructural A 588 Grado C	KG	1.05	\$ 5,830.00	\$ 6,121.50	
Transporte de acero	KG	1.00	\$ 400.00	\$ 400.00	
Anticorrosivo premium	GLN	0.0002	\$ 42,696.19	\$ 8.54	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.005	\$ 7,884.24	\$ 39.42	
Thinner	GLN	0.00002	\$ 16,447.74	\$ 0.35	
Esmalte sintético	GLN	0.0002	\$ 59,954.88	\$ 11.99	
SUB TOTAL \$				\$ 6,581.80	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 8 (2 Ayudantes)	\$ 134,980.00	140.00	\$ 964.14		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ 198,704.00	140.00	\$ 1,419.31		
SUB TOTAL \$				\$ 2,383.46	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Equipo oxicorte	DIA	\$ 49,442.58	0.010	\$ 494.43	
Equipo de soldadura eléctrica AC/DC 110/220 V	DIA	\$ 74,163.84	0.010	\$ 741.64	
Grua telescópica 50 Ton	HR	\$ 1,950.00	0.010	\$ 19.50	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 2,383.46	0.010	\$ 23.83	
SUB TOTAL \$				\$ 1,279.40	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 10,244.66	
APROXIMACIÓN				\$ 10,245.00	

Figura 144. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A588 grado B para viga.


PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA				
ITEM:	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras	UNIDAD:		
2.2				
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Acero estructural A 588 Grago C	KG	1.05	\$ 5,830.00	\$ 6,121.50
Transporte de acero	KG	1.00	\$ 400.00	\$ 400.00
Anticorrosivo premium	GLN	0.0002	\$ 42,696.19	\$ 8.54
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.005	\$ 7,884.24	\$ 39.42
Thinner	GLN	0.00002	\$ 16,447.74	\$ 0.35
Esmalte sintético	GLN	0.0002	\$ 59,954.88	\$ 11.99
SUB TOTAL \$				\$ 6,581.80
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla # 8 (2 Ayudantes)	\$ 134,980.00	140.00	\$ 964.14	
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ -	140.00	\$ -	
SUB TOTAL \$				\$ 964.14
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL
Equipo oxicorte	DIA	\$ 49,442.58	0.010	\$ 494.43
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	DIA	\$ 74,163.84	0.010	\$ 741.64
Grúa telescópica 50 Ton	HR	\$ 1,950.00	0.010	\$ 19.50
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 964.14	0.010	\$ 9.64
SUB TOTAL \$				\$ 1,265.21
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 8,811.15
APROXIMACIÓN				\$ 8,811.00

Figura 145. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA					
ITEM:	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metalicos para conectores de cortante	UNIDAD:			
2.3		KG			
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Acero estructural A 588 Grago C	KG	1.05	\$ 5,830.00	\$ 6,121.50	
Transporte de acero	KG	1.00	\$ 400.00	\$ 400.00	
Anticorrosivo premium	GLN	0.0002	\$ 42,696.19	\$ 8.54	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.005	\$ 7,884.24	\$ 39.42	
Thinner	GLN	0.00002	\$ 16,447.74	\$ 0.35	
Esmalte sintetico	GLN	0.0002	\$ 59,954.88	\$ 11.99	
SUB TOTAL \$				\$ 6,581.80	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 8 (2 Ayudantes)	\$ 134,980.00	140.00	\$ 964.14		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ -	140.00	\$ -		
SUB TOTAL \$				\$ 964.14	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Equipo oxicorte	DIA	\$ 49,442.58	0.010	\$ 494.43	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	DIA	\$ 74,163.84	0.010	\$ 741.64	
Grua telescopica 50 Ton	HR	\$ 1,950.00	0.010	\$ 19.50	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 964.14	0.010	\$ 9.64	
SUB TOTAL \$				\$ 1,265.21	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 8,811.15	
APROXIMACIÓN				\$ 8,811.00	

Figura 146. APU Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metálicos para conectores de cortante.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA					
ITEM:	Baranda metalica de seguridad		UNIDAD:	ML	
2.4			ML		
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL	
Anclaje AC 7/8"	ML	1.60	\$ 8,664.00	\$ 13,862.40	
Anticorrosivo premium	GLN	0.04	\$ 42,696.19	\$ 1,707.85	
Esmalte sintetico	GLN	0.04	\$ 59,954.88	\$ 2,398.20	
Lamina AC 3/8"	M2	0.03	\$ 334,720.40	\$ 10,711.05	
Masilla	GLN	0.04	\$ 70,742.14	\$ 2,829.69	
Soldadura ASW E 7018 X 1/8 * WS 18	KG	0.81	\$ 7,884.24	\$ 6,386.23	
Thinner	GLN	0.05	\$ 16,447.74	\$ 822.39	
Tubo galvanizado SCH-40 2 1/2"	ML	1.00	\$ 57,684.16	\$ 57,684.16	
Tubo galvanizado SCH-40 4"	ML	2.00	101,672.49	\$ 203,344.98	
SUB TOTAL \$				\$ 299,746.94	
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL		
Cuadrilla # 2 (1 oficial + 2 Ayudantes)	\$ 266,194.00	8.00	\$ 33,274.25		
Cuadrilla # 1 (1 oficial (soldador) + 1 Ayudante)	\$ 198,704.00	8.00	\$ 24,838.00		
SUB TOTAL \$				\$ 58,112.25	
HERRAMIENTA Y EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	UND	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Compresor con pistola pintura 1 HP 80 LBS	HR	\$ 55,092.00	0.05	\$ 2,754.60	
Equipo de soldadura electrica AC/DC 110/220 V	HR	\$ 140,422.65	0.05	\$ 7,021.13	
Herramienta menor 10% M.O.	%	\$ 58,112.25	0.10	\$ 5,811.23	
SUB TOTAL \$				\$ 15,586.96	
TOTAL COSTO DIRECTO				\$ 373,446.15	
APROXIMACIÓN				\$ 373,446.00	

Figura 147. APU Baranda metálica de seguridad.


PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA				
ITEM: 2.5	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa	UNIDAD: KG		
MATERIALES				
DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
Acero de Refuerzo	Kg	1.05	3,250.00	3,412.50
Alambre negro	Kg	0.05	4,000.00	200.00
SUB TOTAL \$				3,612.50
MANO DE OBRA				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UN/DIA	V/TOTAL	
Cuadrilla #2 (1 Oficial + 2 Ayudante)	266,194.00	180.00	1,478.86	
SUB TOTAL \$				1,478.86
HERRAMIENTA Y EQUIPOS				
DESCRIPCIÓN	VALOR DIA	REND.UNI/DIA	V/TOTAL	
Herramienta menor 5 % M.O.	1,478.86	5.00	73.94	
SUB TOTAL \$				73.94
TOTAL COSTO DIRECTO				5,165.30
APROXIMACIÓN				5,165.00

Figura 148. APU Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 MPa.

4.4.5.3.2. Cálculo de cantidades de obra.

PUENTE DE TABLERO EN VIGA METALICA										
MEMORIA DE CANTIDADES										
ITEM	ELEMENTO	UBICACIÓN	LARGO (m)	ANCHO (m)	ALTO (m)	CANT	TOTALES			
							LONG (m)	AREA (m ²)	VOL (m ³)	
1.1	Concreto (28 Mpa) para tablero	Tablero	26.00	8.00	0.18	1.00			37.44	
		Bordillos sobre tablero	26.00	0.35	0.25	2.00			4.55	
		TOTAL								41.99
2.1	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de acero A588 grado B para viga	SECCION	LONGITUD (M)	AREA (M2)	DENSIDAD (KG/M3)	CANTIDAD	PESO (KG)			
		VIGAS PPLES	12.00	0.06490	7850.00	4.00	24454.32			
		RIGIDIZADORES	0.02	0.45510	7850.00	12.00	857.41			
		TOTAL							25311.73	
		TOTAL							25311.73	
2.2	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles C 12X20.7 para riostras	SECCION	LONGITUD (M)	AREA (cm2)	PESO (KG/M)	CANTIDAD	PESO (KG)			
		Perfil C12x20,7	2.00	0.0039290	7850.00	15.00	925.28			
		TOTAL							925.28	
		TOTAL							925.28	
2.3	Suministro, transporte, fabricación, ensamblaje y montaje de perfiles metalicos para conectores de cortante	SECCION	LONGITUD (M)	AREA (M2)	DENSIDAD (KG/M3)	CANTIDAD	PESO (KG)			
		CONECTORES	0.20	0.001470	7850.00	336.00	775.45			
		TOTAL							775.45	
		TOTAL							775.45	
2.4	Baranda metalica de seguridad		26.00			2.00	52.00			
		TOTAL							52.00	
		TOTAL							52.00	
2.5	Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo Fy= 420 Mpa									
		TOTAL							3477.32	KILOS
		TOTAL							3477.32	

Figura 149. Cálculo de cantidades de obra para puente de tablero en viga metálica 26 mts.

4.4.5.3.3. Cálculo de cantidades de hierro.

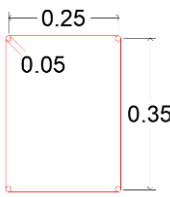
Cuadro de Figurado de Refuerzo														
Tipo de Elemento		Despiece de cada elemento	Cantidad de varillas o estribos por cada elemento	Longitud ml			Cantidades Acero de Refuerzo por elemento							
Viga, Columna, Zapata, etc	cantidad			por total elementos	de cada refuerzo	Total	∅ →	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
A		B	C=AxB	D	E=CxD	Kg/ml →	0.250	0.560	0.994	1.552	2.235	3.042	3.973	5.060
		F=E x (Peso de 1 ml de varilla)												
PLACA REFORZADA	1	2,50 LT=2,50	220	220	2.5	550				546.70				
	1	6,00 LT=6,00	110	110	6	660				656.04				
	1	8,00 LT=8,00	93	93	8	744				739.54				
	1	12,00 LT=12,00	64	64	12	768				430.08				
	1	9,00 LT=9,00	128	128	9	1152				645.12				
BORDILLOS DEL PUENTE	2	12,00 LT=12,00	4	8	12	96				148.99				
	2	9,00 LT=9,00	8	16	9	144				223.49				
	2		60	120	1.3	156				87.36				
Totales	Kilos													3477.3160

Figura 150. Cálculo de cantidades de acero de refuerzo para puente de tablero en viga metálica 26 mts.

4.5. Análisis de resultados

4.5.1. Análisis de cotos de puentes por cada tipo de sistema constructivo, tablero en concreto reforzado, tablero reforzado con vigas postensadas, y tablero reforzado con vigas metálicas.

4.5.1.1. Puente de tablero en concreto reforzado.

CONCRETO REFORZADO		
LONGITUD	COSTO TOTAL	COSTO POR METRO
12.00	\$ 73,463,359.00	\$ 6,121,946.58
18.00	\$ 136,825,386.00	\$ 7,601,410.33
26.00	\$ 216,968,766.00	\$ 8,344,952.54

Figura 151. Costos de puente de tablero en concreto reforzado por longitud total y por metro lineal.

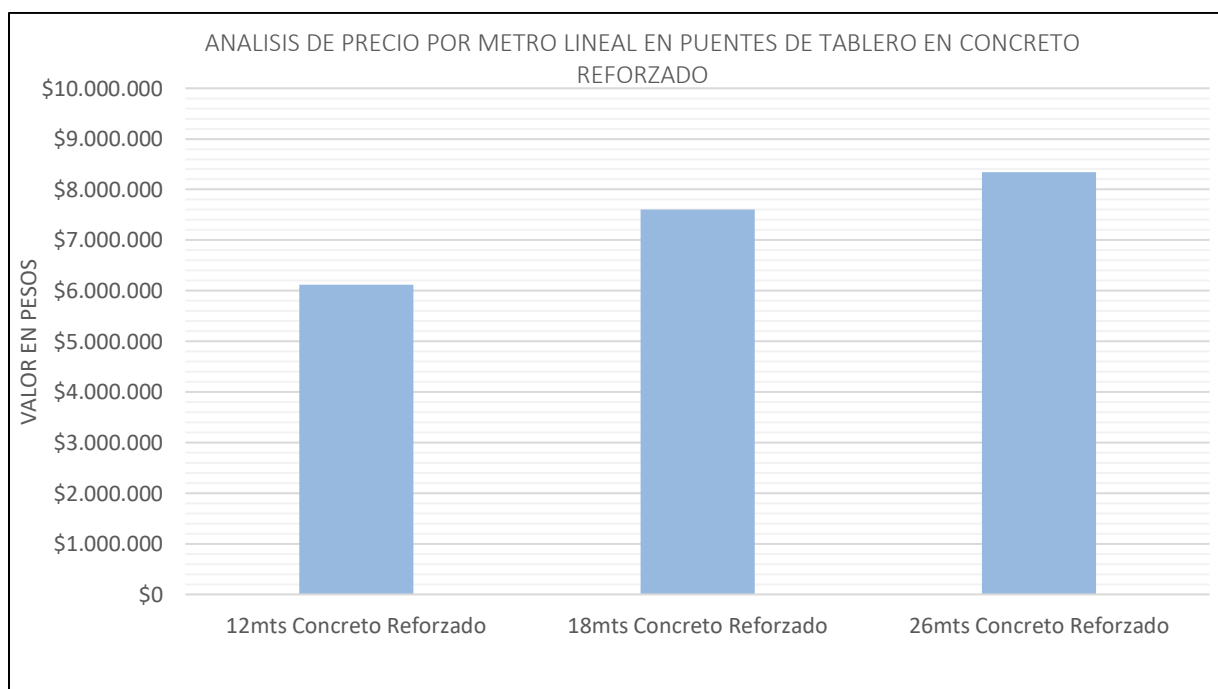


Figura 152. Diagrama de barras comparativo del análisis de precio por metro lineal en puentes de concreto reforzado.

4.5.1.2. *Puente de tablero en concreto reforzado con vigas postensadas.*

CONCRETO POSTENSADO		
LONGITUD	COSTO TOTAL	COSTO POR METRO
12.00	\$ 83,106,762.00	\$ 6,925,563.50
18.00	\$ 131,577,998.00	\$ 7,309,888.78
26.00	\$ 233,645,558.00	\$ 8,986,367.62

Figura 153. Costos de puente de tablero en concreto reforzado con vigas postensadas por longitud total y por metro lineal.

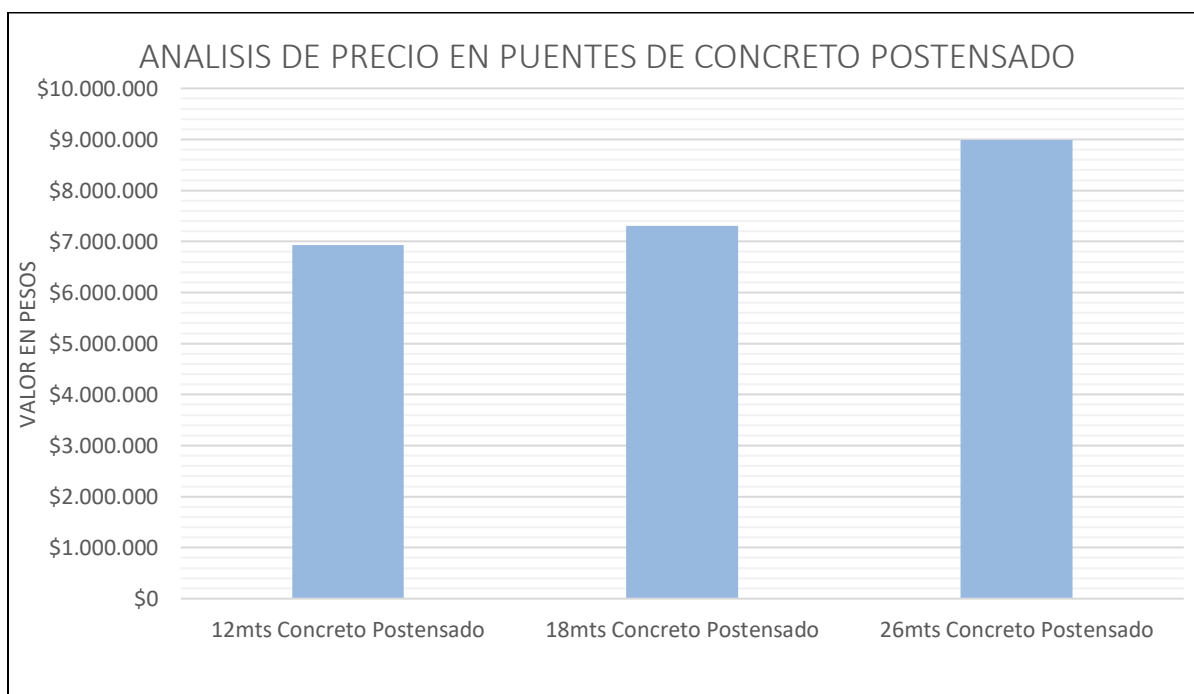


Figura 154. Diagrama de barras comparativo del análisis de precio por metro lineal en puentes de concreto reforzado con vigas postensadas.

4.5.1.3. Puente de tablero en concreto reforzado con vigas metálicas.

VIGA METALICA		
LONGITUD	COSTO TOTAL	COSTO POR METRO
12.00	\$ 176,214,757.00	\$ 14,684,563.08
18.00	\$ 392,521,974.00	\$ 21,806,776.33
26.00	\$ 813,957,555.00	\$ 31,306,059.81

Figura 155. Costos de puente de tablero en concreto reforzado con vigas metálicas por longitud total y por metro lineal.

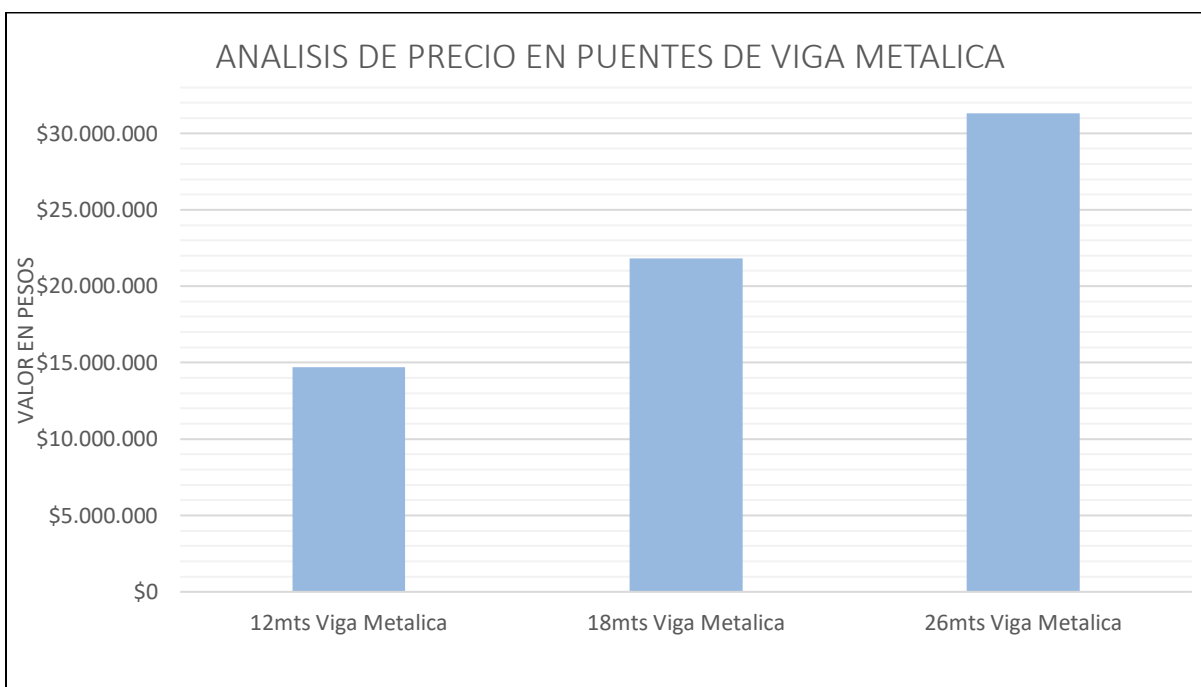


Figura 156. Diagrama de barras comparativo del análisis de precio por metro lineal en puentes de concreto reforzado con vigas metálicas.

4.5.2. Análisis comparativo de cada sistema constructivo de puente, tablero en concreto reforzado, tablero reforzado con vigas postensadas, y tablero reforzado con vigas metálicas según su longitud.

4.5.2.1. Análisis de precios por metro lineal de puentes de 12 metros de longitud.

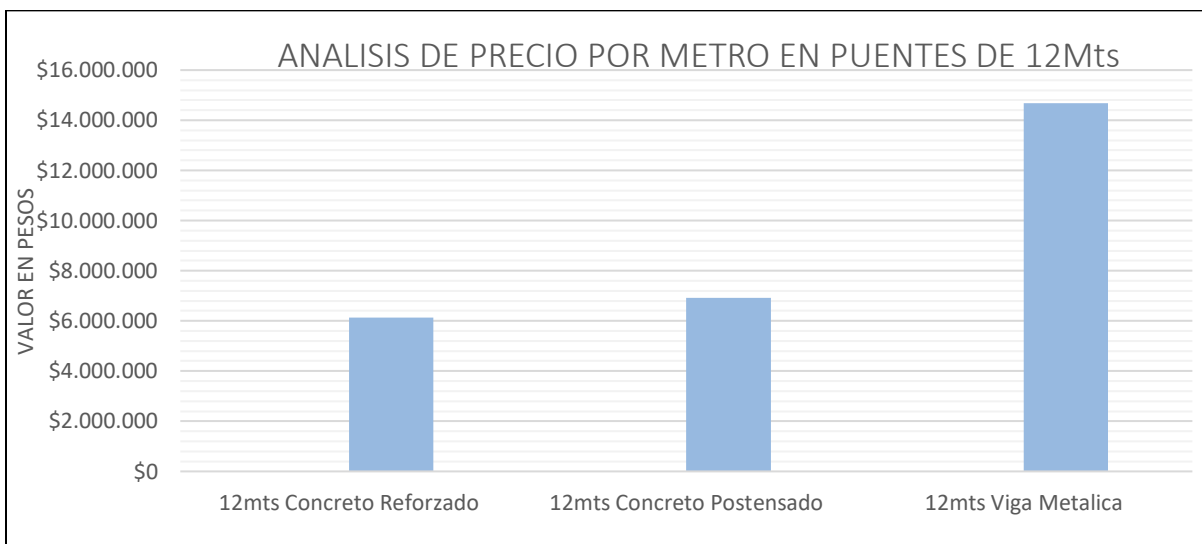


Figura 157. Análisis de precios por metro lineal de cada sistema constructivo de puentes de 12 metros de longitud.

4.5.2.2. Análisis de precios por metro lineal de puentes de 18 metros de longitud.

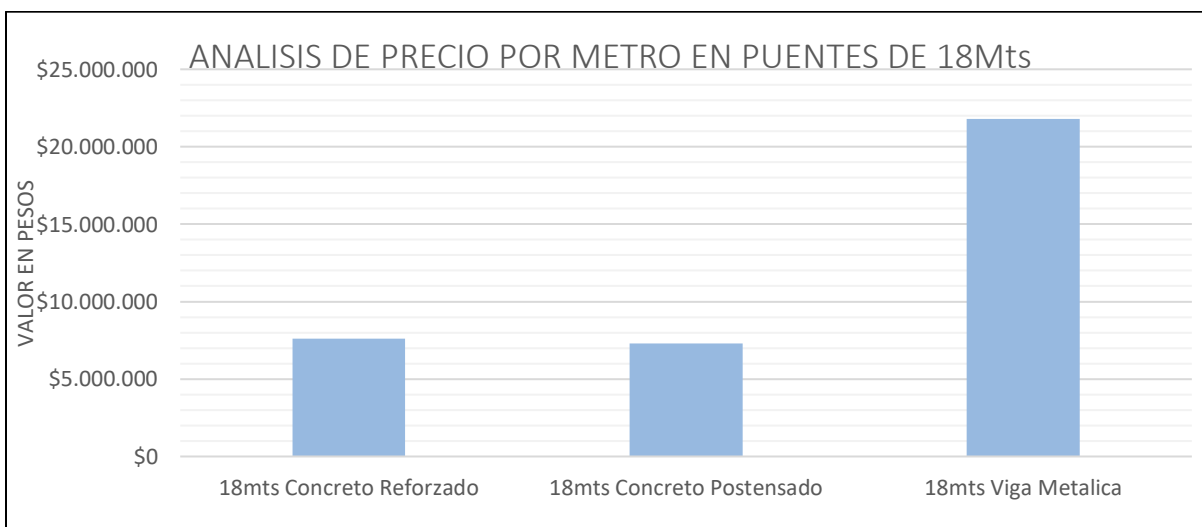


Figura 158. Análisis de precios por metro lineal de cada sistema constructivo de puentes de 18 metros de longitud.

4.5.2.3. Análisis de precios por metro lineal de puentes de 26 metros de longitud.

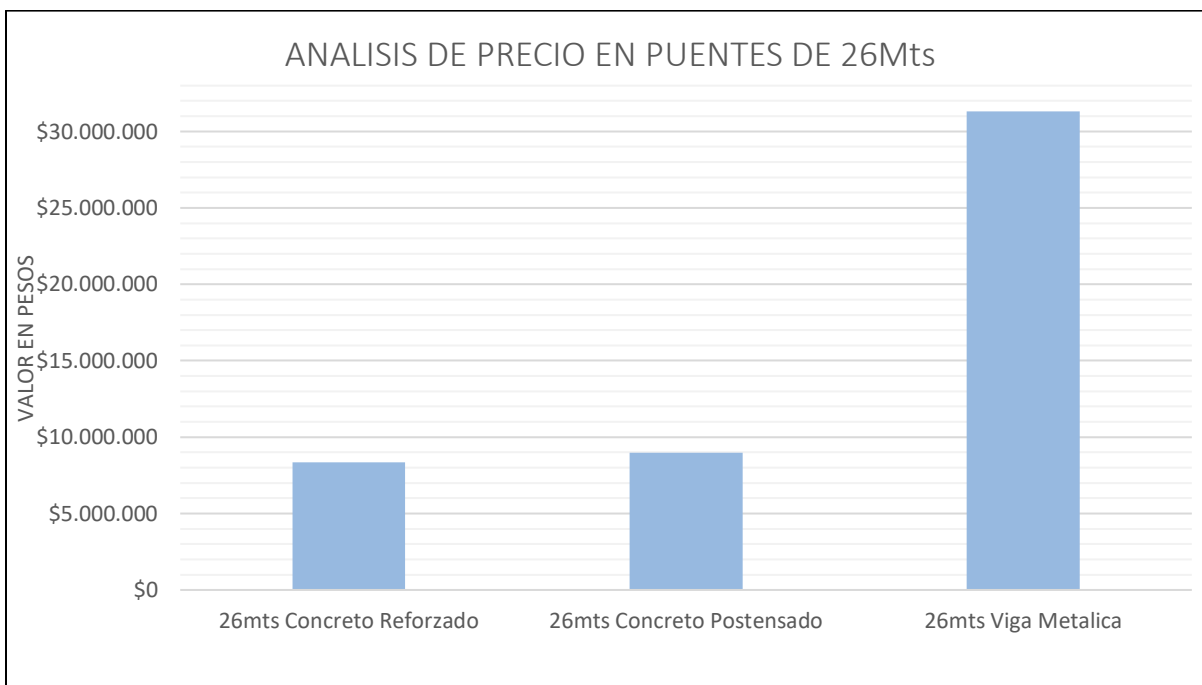


Figura 159. Análisis de precios por metro lineal de cada sistema constructivo de puentes de 26 metros de longitud.

4.5.3. Análisis de precios por metro lineal, de puentes de tablero en concreto reforzado, tablero reforzado con vigas postensadas, y tablero reforzado con vigas metálicas para luces de 12, 18 y 26 metros.

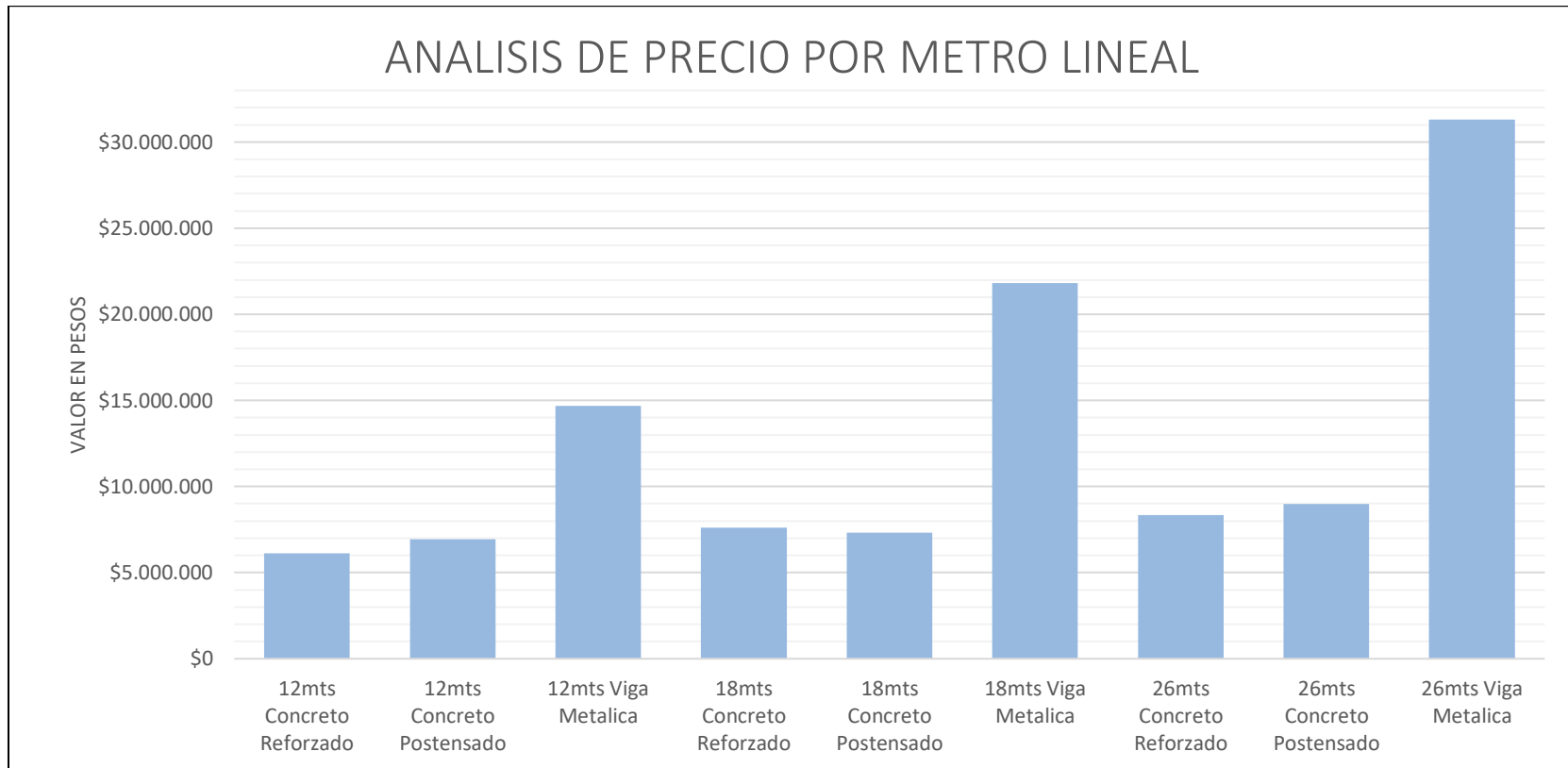


Figura 160. Análisis de precios por metro lineal según la longitud y el sistema constructivo.

5. Conclusiones

Se realizó el análisis de precios unitarios y presupuestos para cada uno de los sistemas constructivos evaluados en el presente proyecto teniendo en cuenta análisis salariales para mano de obra y precios comerciales de los materiales con base en el año 2020 basando, fijado como lugar de ejecución la ciudad de San José de Cúcuta.

De los presupuestos realizados se compararon los resultados y se expresaron en tablas de las cuales se concluye lo siguiente.

El valor de los puentes por metro lineal aumenta de forma directamente proporcional a medida que aumenta su luz, este comportamiento se aprecia en los tres tipos de sistemas estudiados.

Para un puente de longitud de 12 metros, el sistema constructivo más económico es el puente de tablero en concreto reforzado con un precio de \$6,121,946.58 por metro lineal, estando muy cerca al precio de puente en tablero con vigas postensadas con un valor de \$7,601,410.33 y siendo el menos viable el puente de tablero reforzado con viga metálica, con un costo que llega a duplicar el precio de un puente de tablero en concreto reforzado costando \$8,344,952.54 por metro lineal.

Para un puente de longitud de 18 metros, el sistema constructivo más económico es el puente de tablero reforzado con vigas postensadas con un precio de \$7,309,888.78 por metro lineal, estando un poco por encima el puente de tablero en concreto reforzado con un precio de \$7,601,410.33, siendo el más costoso el puente de tablero reforzado con viga metálica casi triplicando el valor del puente de tablero reforzado con vigas postensadas con un precio de \$21,806,776.33 por metro lineal.

Para un puente de longitud de 26 metros, el sistema constructivo más económico es el puente de tablero en concreto reforzado con un precio de \$8,344,952.54 por metro lineal, estando muy

cerca al precio de puente en tablero con vigas postensadas con un valor de \$ 8,986,367.62 y siendo el menos viable el puente de tablero reforzado con viga metálica, con un costo que llega a triplicar el precio de un puente de tablero en concreto reforzado costando \$ 31,306,059.81 por metro lineal.

Basándonos en la información recolectada podemos concluir que, para la ciudad de Cúcuta, el sistema constructivo de puente más viable es el puente de tablero en concreto reforzado ya que en general mantuvo un menor valor en comparación los otros sistemas evaluados ya que requiere menos personal y equipo especializado.

6. Recomendaciones

El estudio fue realizado para la ciudad de San José de Cúcuta, Departamento de Norte de Santander, Colombia, y los precios de materiales y manos de obra con los que se realizaron los análisis de precios unitarios tienen base en el año 2020.

Dentro del estudio no se tuvieron en cuenta cimentación, ni estructura del vástago del puente, el análisis fue realizado solo a tablero de puente y vigas, para llegar a un valor más preciso que nos permita ampliar la información recolectada en el presente estudio se recomienda tener en cuenta el los costos que implicarían la cimentación y estructura del vástago.

Para la construcción de puentes con luces cortas, menores a 26 metros, se recomienda la implementación de puentes con tablero y vigas en concreto reforzado, ya que en general fue el sistema estructural con el menor costo por metro, y resulta más simple su proceso constructivo.

7. Bibliografía

- AASTHO. ((2012-2014)). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington D.C. : American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Adeli, H. (1994). *Advances in Design Optimization*. Londres: Chapman & Hall.
- AIS. (2014). *Norma Colombiana De Diseño De Puentes CCP 14*. Bogotá D.C.: Asociacion Colombiana de Ingenieria Sismica.
- AIS. (2017). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente, NSR10*. Bogotá D.C.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Alcala Gonzales, J. (2009). *Optimización Heurística Económica de Tableros de Puentes Losa Pretensados*. Valencia, España: Universidad Politécnica de Valencia, España.
Recuperado de: <https://riunet.upv.es/handle/10251/7441?show=full>
- Bermúdez. (2018). Blog: Crónicas de Cúcuta, “*Puentes de Cúcuta*”. Recuperado de: <http://cronicasdecucuta.blogspot.com/2018/03/1273-puentes-de-cucuta-sobre-el-rio.html>
- Claros, R., & Meruvia, P. E. (2004). *Apoyo Didáctico en la Enseñanza Aprendizaje de la Asignatura de Puentes*. Cochabamba, Bolivia: Universidad Mayor de San Simón, Facultad de Ciencias y Tecnología.
- Gil, D., Alfonso, C., & Zuñiga Jurado, B. R. (2015). *Comparación de Costos Entre Puentes Con Viga de Acero, Concreto Reforzado y Postensado Considerando la Luz Libre*. Cartagena, Colombia.: Universiad De Cartagena. Recuperado de: <http://repositorio.unicartagena.edu.co/handle/11227/2400>
- Hernández, A., Alex, J., & Herrera, A. E. (2019). *Diseño y Comparación Económica de la Super-Estructura de un Puente de 30 Metros de Luz Considerando Variantes de Losa con*

Vigas De Hormigón Postensado y Vigas-Losa-Cajón. Quito, Ecuador: Escuela

Politécnica Nacional. Recuperado de: <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/20424>

MAXWELL, J. (1869). The Scientific Papers II. En J. MAXWELL, *The Scientific Papers II* (págs. 175-177). Ney York: Dover Publications.

Muñoz Díaz, E. E. (2011). *Ingeniería de Puentes: Reseña histórica, tipológica, diagnóstico y recuperación*. Tomo 1.

Schmidt, L. (1960). *Structural Design by Systematic synthesis*. ASCE.

ANEXOS

ANEXO 01

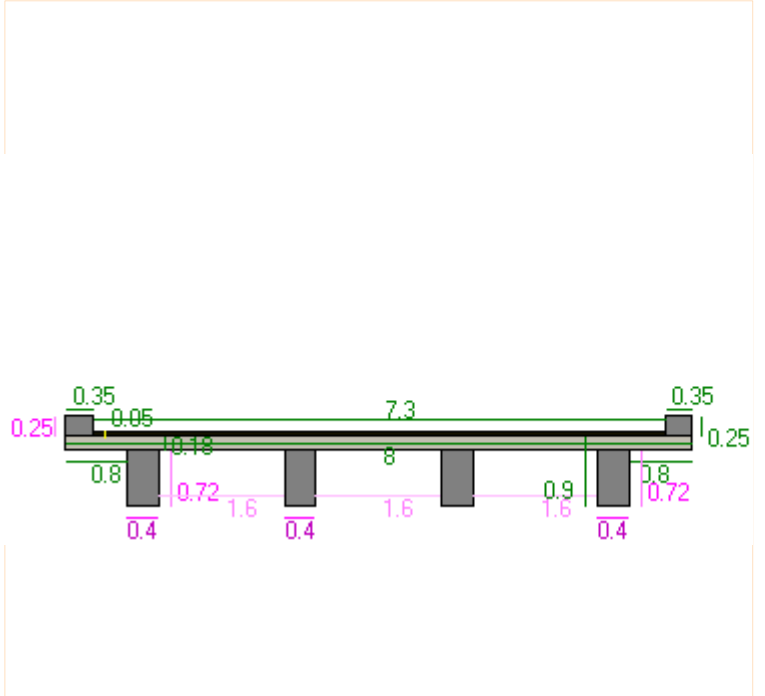
ANALISIS Y DISEÑO DE TABLEROS DE PUENTES CORTOS DE CONCRETO REFORZADO, PUENTES CON VIGA METÁLICA Y TABLERO REFORZADO Y TABLEROS DE PUENTE POSTENSADO DE 12, 18 Y 26 METROS DE LONGITUD

PUNTES EN LOSA Y VIGAS TE EN CONCRETO REFORZADO . DEFINICIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

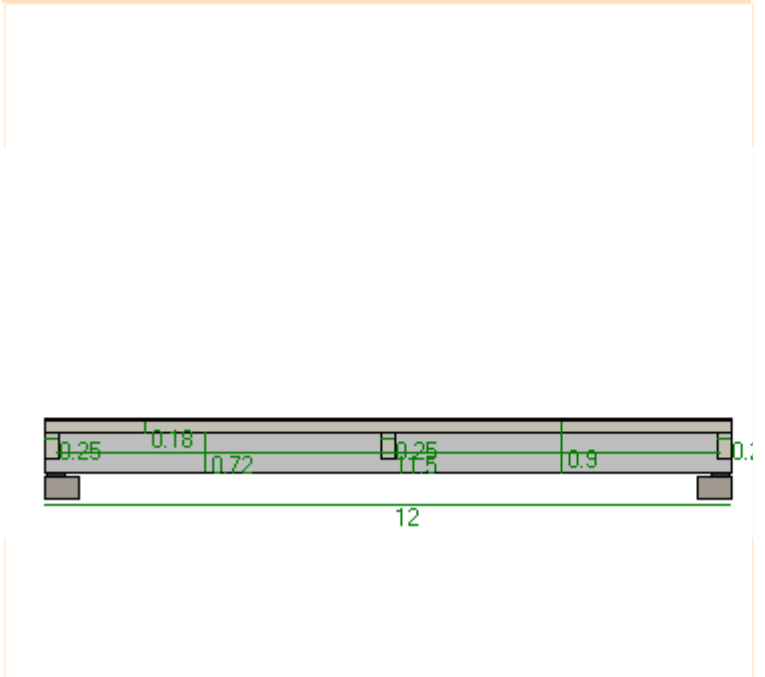
Tablero Rep. 1

CORTE TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

GEOMETRÍA DE LA SUPERESTRUCTURA	
TABLERO	
Longitud Total Tablero (m)	12
Luz L (a ejes de apoyos) (m)	11.5
Ancho Libre de Calzada (m)	7.30
Separ. a borde de vigas (m)	1.6
Número de Vigas	4
Longitud del Bordillo (m)	0.35
Altura del Bordillo (m)	0.25
Espesor de la Losa (m)	0.18
Espesor Capa Rodadura (m)	0.05
Sobre Espesor Adic Volad(m)	0
VIGA	
Ancho de Viga, bw (m)	0.4
Altura Total de Viga, hv (m)	0.9
CONSTANTES DE DISEÑO	
F'c del Concreto (kg/cm2)	280
Fy del Acero Long (kg/cm2)	4200
Fy del Acero Flejes (kg/cm2)	4200
Ø Varilla Flejes (Octav Pulg)	4
Número de Ramas Fleje Típ.	2
Ø Mín Varilla Viga (Oct Pulg)	8
Ø Mín Varilla Losa (Oct Pulg)	4
Recubr Centroid d' Losa (cm)	5
Recubrimiento d' Vigas (cm)	8
Recubrim. Lateral Libre (cm)	2.0
Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
Espesor de Diafragma Típ.(m)	0.25
Carga de Baranda (t/m)	0.15
Dist eje viga-bdeext apoyo(m)	0.2

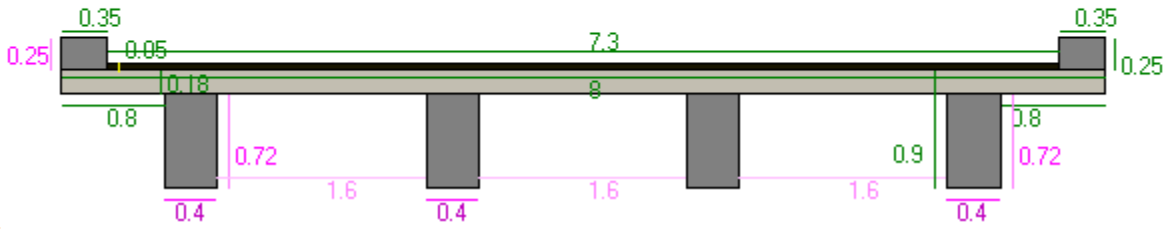


CORTE LONGITUDINAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

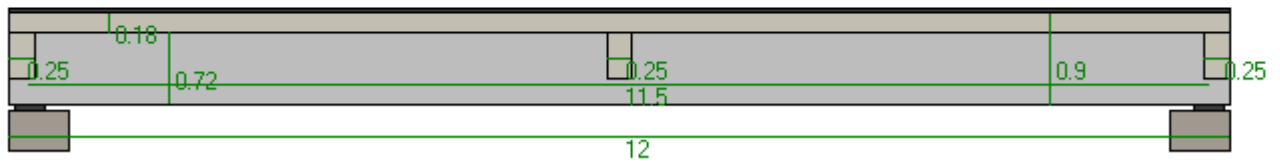


PUNTES I RealTime

CORTE TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE



CORTE LONGITUDINAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE



Cálculo de Momentos en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R# 4

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. ≥ 4 vigas

1 carril cargado

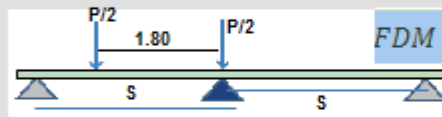
$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas

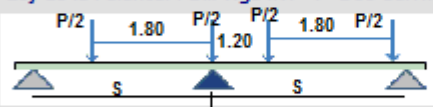
Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



$$FDM = \frac{P(S-0.9)}{S}$$

$m = 1.2$

Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Si $S \leq 3.0$ $FDM = \frac{3P(S-1)}{2S}$ $m=1.0$

Si $S > 3.0$ $FDM = \frac{P(2S-3)}{S}$ $m=1.0$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, t_s	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	11.5 m
FDM directo (1 carr carg)	0.498
FDM directo (≥ 2 carriles carg)	0.642
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.64199

Cálculo de Momentos en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R# 3

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. >= 4 vigas

1 carril cargado

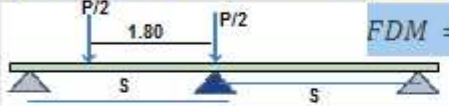
$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas


Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



$FDM = \frac{P(S-0.9)}{S}$

$m = 1.2$

Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Si $S \leq 3.0$ $FDM = \frac{3P(S-1)}{2S}$ $m=1.0$

Si $S > 3.0$ $FDM = \frac{P(2S-3)}{S}$ $m=1.0$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	11.5 m
FDM directo (1 carr carg)	0.498
FDM directo (>=2 carriles carg)	0.642
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.64199

FD Momentos CV, FDM Vigas EXTERIORES

LEY DE LA PALANCA 1 carril carg >= 3 vigas

$$FDM_{viga_{ext}}(1carrilc) = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

$$g = \left(0.77 + \frac{d_e}{2800}\right) g_{int}; \quad d_e = lvol_{ejes} - l_{bord}$$

LEY DE LA PALANCA 2 ó más carriles cargados . 3 vigas

Caso A . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 < Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{1.5P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 2.20)}{S} \quad m = 1.0$$

Caso B . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 \geq Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

Chequeo de FDM considerando Losa Rígida. Art 4.6.2.2d

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}}{\sum x^2} \sum e$$

R: FDM NL: # Carriles
Carg Nb: # Vigas Xext:
Dist CG tablero a vigaext
x: Dist CG tablero a o/viga
e: exc carga a CG tablero

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	11.5 m
Parámetro de Rigidez Longitudinal, Kg	0.07076 m4
Fac Dist Mom, FDM LPalanc incluy m (1 carr carg)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	1.002
Fact Distr FDMint, gint	0.642
Factor Distrib Mom, FDM (g) (2 carriles carg)	0.643
Fact Distr de Mom, (2 carr carg) por Ley Palanca	-
Fact Dist Mom,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Mom,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Mom, FDM dominante	0.695

MOMENTOS POR CAMIÓN, TÁNDEM, CARRIL DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES POR CARRIL Y POR VIGA

X (m)	0	0.3	1.15	2.3	3.45	4.6	5.75	6.9	8.05	9.2	10.35	11.2	11.5
Mom por Camión+Imp (t-m)	0	10.41	35.83	60.65	75.33	81.82	81.82	81.82	75.33	60.65	35.83	10.41	0
Mom por Tándem+Imp (t-m)	0	9.19	32.42	57.19	74.31	83.79	85.62	83.79	74.31	57.19	32.42	9.19	0
Mom Carril de Diseño (t-m)	0	1.73	6.13	10.9	14.3	16.35	17.03	16.35	14.3	10.9	6.13	1.73	0
Mom Camión+Imp + Carril (t-m)	0	12.14	41.96	71.55	89.63	98.17	98.85	98.17	89.63	71.55	41.96	12.14	0
Mom Tándem+Imp + Carril (t-m)	0	10.92	38.55	68.09	88.62	100.14	102.65	100.14	88.62	68.09	38.55	10.92	0
Mom Domin CV+Imp por Vía (t-m)	0	12.14	41.96	71.55	89.63	100.14	102.65	100.14	89.63	71.55	41.96	12.14	0
Mom CV+Imp por Viga INT (t-m)	0	7.79	26.94	45.93	57.54	64.29	65.9	64.29	57.54	45.93	26.94	7.79	0
Mom CV+Imp por Viga EXT (t-m)	0	8.44	29.16	49.72	62.3	69.59	71.34	69.59	62.3	49.72	29.16	8.44	0

Cálculo de Cortantes en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R.6

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Exteriores

4 ó más vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDVext(1c) = FDMext(1c)$

2 Carriles Cargados

$g = (e)g[int] = (e)FDV[int]$ $e = 0.6 + de / 3.0$
 $de = Lvol(eje) - Lbor$

3 vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDVext(1c) = FDMext(1c)$

2 Carriles Cargados

Ley de la Palanca $FDVext(2c) = FDMext(2c)$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	11.5 m
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	0.817 m
Factor Distr a Cortante int, g(int)	0.721
Fact Distr Cor, FDVext (2 carriles carg)	0.589
Fact Distr Cort, FDVext(2 carr carg) Ley Palanca	-
Fact Dist Cor,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Cor,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Cort, FDV dominante	0.695

Cálculo de Cortantes en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R.5

Consideraciones Estructurales

Factores de Distr Cortante en Vigas Interiores: Tabla 4.6.2.2.3a-1

Factores de Distr Cortante en Vigas Exteriores: Tabla 4.6.2.2.3b-1

Chequeo de FDV considerando Losa Rígida. Art 4.6.2.2d

(Vigas Exteriores) $R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{e,xt}}{\Sigma x^2} \Sigma e$

R: FDV NL: # Carriles
 Carg Nb: # Vigas Xext: Dist CG tablero a vigaext
 x: Dist CG tablero a o/viga
 e: exc carga a CG tablero

Ncarriles = 2
Nvigas = 4
S = 2 m

Lvol(eje) = 1 m
Lbord = 0.35 m

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Interiores

4 ó más vigas

$FDV = 0.36 + \frac{S}{7600}$

1 carril cargado

$FDV = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$

2 ó más carriles cargados

3 vigas

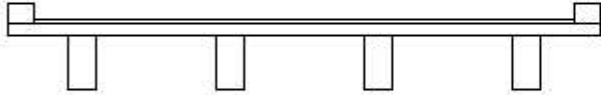
1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDV_{int}(1c) = FDM_{int}(1c)$

2 Carriles Cargados

Ley de la Palanca $FDV_{int}(2c) = FDM_{int}(2c)$

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE POR CARGA VIVA



FDV_ext = 0.695

FDV_int = 0.721

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	11.5 m
FDV directo (1 carr carg)	0.623
FDV directo (>=2 carriles carg)	0.721
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDV, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Cort,FDV dominante absoluto	0.72062

CORTANTES POR CAMIÓN, TÁNDEM, CARRIL DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES (POR VÍA o CARRIL)

X (m)	0	0.3	1.15	2.3	3.45	4.6	5.75	6.9	8.05	9.2	10.35	11.2	11.5
Cort por Camión + Imp (t)	35.9	34.65	31.12	26.33	21.8	17.54	13.29	17.54	21.8	26.33	31.12	34.65	35.9
Cort por Tándem + Imp (t)	31.52	30.65	28.16	24.84	21.51	18.19	14.86	18.19	21.51	24.84	28.16	30.65	31.52
Cort por Carril Diseño (t)	5.92	5.61	4.74	3.55	2.37	1.18	0	1.18	2.37	3.55	4.74	5.61	5.92
Cort Camión + Imp + Carril (t)	41.83	40.27	35.85	29.88	24.17	18.73	13.29	18.73	24.17	29.88	35.85	40.27	41.83
Cort Tándem + Imp + Carril (t)	37.44	36.26	32.9	28.39	23.88	19.37	14.86	19.37	23.88	28.39	32.9	36.26	37.44
Cort Domin CV+Imp por Vía (t)	41.83	40.27	35.85	29.88	24.17	19.37	14.86	19.37	24.17	29.88	35.85	40.27	41.83
Cort CV+Imp por Viga INT (t)	30.14	29.02	25.84	21.53	17.42	13.96	10.71	13.96	17.42	21.53	25.84	29.02	30.14
Cort CV+Imp por Viga EXT (t)	29.07	27.99	24.92	20.77	16.8	13.46	10.33	13.46	16.8	20.77	24.92	27.99	29.07


ANÁLISIS DE LAS VIGAS POR CARGA MUERTA

Vigas: R.8

VIGA INTERIOR

Cálculo de las Cargas Muertas en la Viga INTERIOR	
ÍTEM	Valor
Carga Peso Viga TE, DC(t-beam)	1.555 t/m
Carga Total Peso Bordillos y Barandas	0.72 t/m
Carga por c/Viga Peso Bord y Barandas (C&P&Bar)	0.18 t/m
Reacción a Viga Int R(DCvigaTE & C&P&Bar)	1.735 t/m
Ancho Efectivo Viga TE (b')	2 m
Reacción a Viga Int Pavimento R(DW)	0.22 t/m

ANÁLISIS POR CARGA DE LOSA Y PAVIMENTO

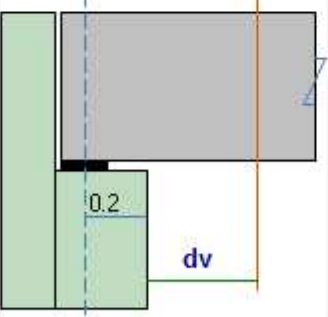


R(DCvigaTE & C&P&Bar) = 1.735 t/m
R(DW) = 0.22 t/m

VIGA INTERIOR: MOMENTOS Y CORTANTES POR C. MUERTA DC Y DW . Men t-m Vent													
X (m)	0	0.92	1.15	2.3	3.45	4.6	5.75	6.9	8.05	9.2	10.35	10.58	11.5
Mom C. DC1	0	8.445	10.327	18.358	24.095	27.538	28.685	27.538	24.095	18.358	10.327	8.445	0
Mom C. DC2	0	0.208	0.259	0.519	0.778	1.038	1.297	1.038	0.778	0.519	0.259	0.208	0
Mom C. DC TOT	0	8.652	10.586	18.877	24.874	28.575	29.982	28.575	24.874	18.877	10.587	8.652	0
Mom C. DW	0	1.071	1.309	2.328	3.055	3.491	3.637	3.491	3.055	2.328	1.309	1.071	0
Cort C. DC1	9.977	8.381	7.982	5.986	3.991	1.995	0	-1.995	-3.991	-5.986	-7.982	-8.381	-9.977
Cort C. DC2	0.677	0.226	0.226	0.226	0.226	0.226	0.226	-0.226	-0.226	-0.226	-0.226	-0.226	-0.677
Cort C. DC TOT	10.654	8.607	8.208	6.212	4.217	2.221	0.226	-2.221	-4.217	-6.212	-8.207	-8.607	-10.654
Cort C. DW	1.265	1.063	1.012	0.759	0.506	0.253	0	-0.253	-0.506	-0.759	-1.012	-1.063	-1.265

Sección Crítica a Cortante (AASHTO 5.8.3.2)

Cálculo de d_v (AASHTO 5.8.2.9)



Mayor de: $-0.9d_e$
 $-0.72h$

$d_e = h - \text{rec al centroide armadura}$
 $h = \text{Altura Total de la Viga}$

$d_v = 0.72 \text{ m}$

$x \text{ crit cort} = 0.92 \text{ m}$

CONSTANTE DE DISEÑO

RecubrConcr a Centroide ArmPr(cm)

10

CONVENCIÓN

C. DC1 = Carga Muerta por Losa, Viga, Bordillo, Baranda, Sobrespesor de losa

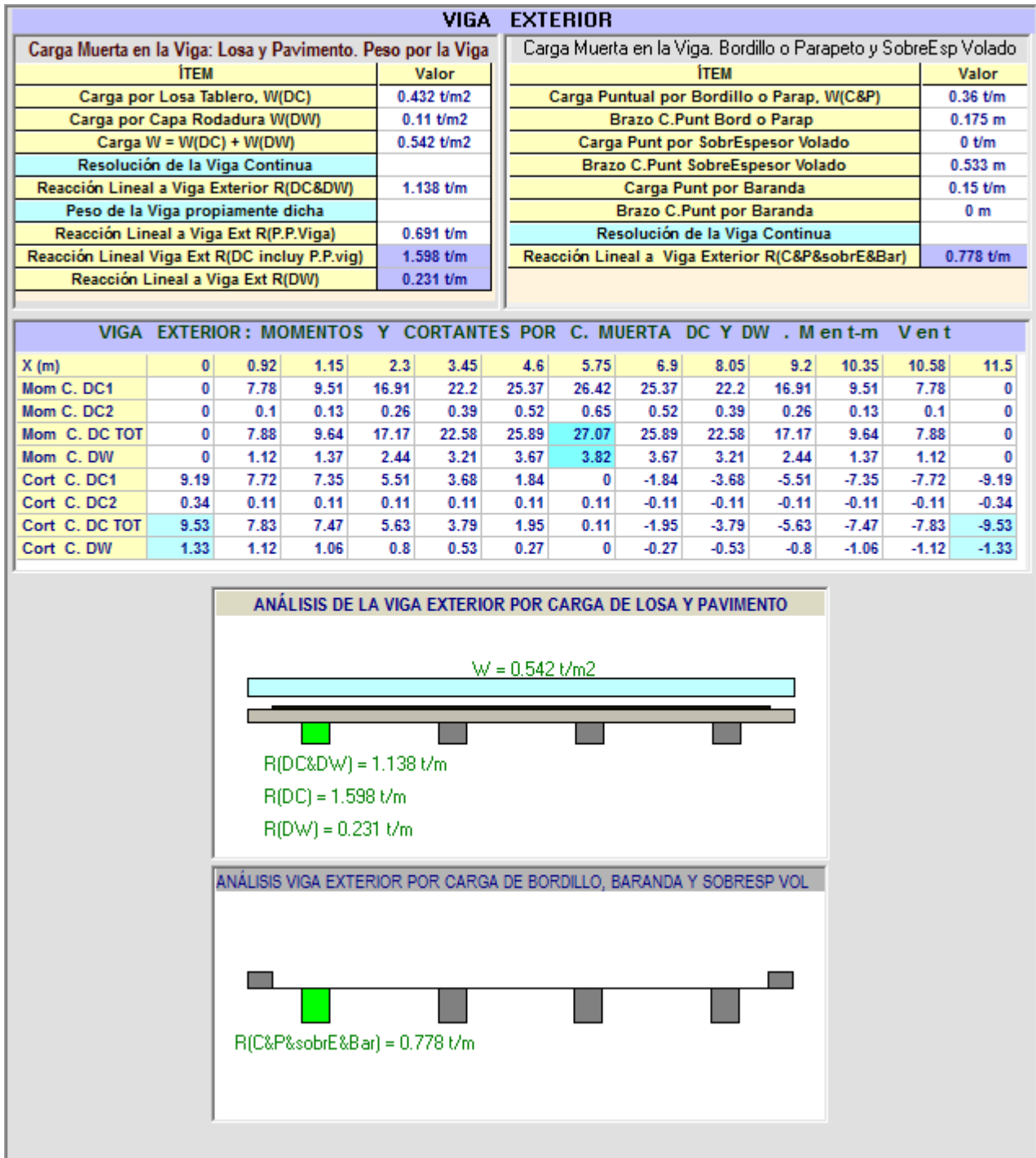
C. DC2 = Carga Muerta por Diafragmas o Riostras

C. DC TOT = DC1 + DC2

C. DW = Carga Muerta por Pavimento o Capa Rodadura

ANÁLISIS DE LAS VIGAS POR CARGA MUERTA

Vigas: R.7



DISEÑO DE LAS VIGAS A FLEXIÓN Y CORTANTE

Vigas: R.10

VIGA EXTERIOR : FLEXION

Secc Crítica:	C.L. = 5.75 m	b = 2 m
M(DC) =	27.07 t-m	h = 0.9 m
M(DW) =	3.82 t-m	d = 0.8 m
M(LL + IM) =	71.339 t-m	Mu = 164.41 t-m

RESULTADOS DE DISEÑO

k	128.45 t/m ²
Cuantía de Acero Rho	0.0035
Área de Acero, As	56.1 cm ²
Armadura Sugerida	12 # 8
Área Real de Acero	60.8 cm ²
Posición EjeNeut, a	4.95 cm

$$Mu = 1 [1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}]$$

VIGA INTERIOR : FLEXIÓN

Secc Crítica:	C.L. = 5.75 m	b = 2 m
M(DC) =	29.98 t-m	h = 0.9 m
M(DW) =	3.64 t-m	d = 0.8 m
M(LL + IM) =	65.897 t-m	Mu = 158.25 t-m

RESULTADOS DE DISEÑO

k	123.64 t/m ²
Cuantía de Acero Rho	0.0034
Área de Acero, As	53.94 cm ²
Armadura Sugerida	11 # 8
Área Real de Acero	55.74 cm ²
Posición EjeNeut, a	4.76 cm

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

VIGA EXTERIOR : CORTANTE

Secc Crítica:	0.92 m	b = 0.4 m
V(DC) =	7.83 t	h = 0.9 m
V(DW) =	1.12 t	d = dv = 0.72 m
V(LL + IM) =	25.8 t	Vu = 56.62 t

RESULTADOS DE DISEÑO

Mod Acero Es	2.0E6 kg/cm ²	Vn	62.91 t
As (C.L.)	60.8 cm ²	Vs	22.04 t
ε	0.00065	Av coloc.	2.53 cm ²
θ	31.27 grados	Sep Flej S	0.57 m
β	3.23 grados	Av mín	2.39 cm ²
Vc	40.87 t	vu	218.44 t/m ²
		Smáx	0.12 m

$$Vu = 1 [1.25V_{DC} + 1.5V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}]$$

VIGA INTERIOR : CORTANTE

Secc Crítica:	0.92 m	b = 0.4 m
V(DC) =	8.61 t	h = 0.9 m
V(DW) =	1.06 t	d = dv = 0.72 m
V(LL + IM) =	26.75 t	Vu = 59.17 t

RESULTADOS DE DISEÑO

Mod Acero Es	2.0E6 kg/cm ²	Vn	65.75 t
As (C.L.)	55.74 cm ²	Vs	33.3 t
ε	0.00116	Av coloc.	2.53 cm ²
θ	33.06 grados	Sep Flej S	0.35 m
β	2.57 grados	Av mín	1.48 cm ²
Vc	32.45 t	vu	228.29 t/m ²
		Smáx	0.12 m

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

DISEÑO DE LAS VIGAS A FLEXIÓN Y CORTANTE

Vigas: R.11

Constantes de Diseño para las Vigas del Tablero	
Resistencia Mínima del Concreto $F'c$ (kg/cm ²)	280 ▼
Límite de Fluencia del Acero, F_y (kg/cm ²)	4200 ▼
Usar Diámetro Varillas en milímetros o en pulgadas	pulg ▼
Diámetro Mín a usar en Acero Longitudinal Ppal, #	8 ▼
Diámetro Mínimo a usar para Acero Flejes, #	4 ▼
Diámetro Mín. a usar para Acero Long Secundar, #	4 ▼
Sep. Máx para Flejes Zona Apoyos (Criter.Usuario) (m)	0.12 ▼
Sep.Vert. Máx Varillas Secund Long (Criter.Usuario) (m)	0.25 ▼

INFORMACIÓN PRELIMINAR PARA DISEÑO A CORTANTE

Esquemas Secc Crítica

Cálculo de V y M por Camión de Diseño en la Secc Crítica

Cálculo de V y M por Tandem de Diseño en la Secc Crítica

Cálculo de V y M por Carril de Diseño en la Secc Crítica

x crit cort = 0.92 m

V - M por CViva

CORTANTES POR C VIVA EN LA SECC CRITICA DE CORTANTE

X (m)	0.92
Cortante por Camión + Imp (t)	32.11
Cortante por Tandem + Imp (t)	28.86
Cortante por Carril Diseño (t)	5.01
Cortante Camión + Imp + Carril (t)	37.13
Cortante Tandem + Imp + Carril (t)	33.87
Cortante Domin CV+Imp por Vía (t)	37.13
Cortante CV+Imp por Viga INT (t)	26.75
Cortante CV+Imp por Viga EXT (t)	25.8

MOMENTOS POR C VIVA EN LA SECC CRITICA DE CORTANTE

X (m)	0.92
Momento por Camión + Imp (t-m)	29.55
Momento por Tandem + Imp (t-m)	26.55
Momento por Carril Diseño (t-m)	4.61
Momento Camión + Imp + Carril (t-m)	34.16
Momento Tandem + Imp + Carril (t-m)	31.16
Momento Domin CV+Imp por Vía (t-m)	34.16
Momento CV+Imp por Viga INT (t-m)	20.1
Momento CV+Imp por Viga EXT (t-m)	0

Ecuaciones

$V_R = \emptyset V_N \quad V_N = V_C + V_S$
 $V_N = 0.25f'_c b_v d_v \quad vu = |Vu| / (\emptyset b_v d_v) \quad \text{Art 5.8.3.3-2}$
 $\epsilon = \left(\frac{Mu}{dv} + Vu \right) / (Es As) \quad \text{Def Unit a Tracc} \quad \text{Art 5.8.3.4.2-4}$
 $S = fy dv Av (\cot \theta + \cot \alpha) \text{sen} \alpha / Vs \quad \text{Art 5.8.3.3-4}$
 $Vc = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad \text{Art 5.8.3.3-3}$
 $\theta = 29 + 3500 \epsilon_s \quad \alpha = 90^\circ \quad \text{Art 5.8.3.4.2-3}$
 $\beta = 4.8 / (1 + 750 \epsilon_s) \quad \text{Art 5.8.3.4.2-1}$
 $Av \geq (0.083 b_v S / fy) \sqrt{f'_c} \quad \text{Art 5.8.3.3-3}$
 Si $vu \leq 0.125f'_c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.8 dv \leq 0.6 m \quad \text{Art 5.8.2.7-1}$
 Si $vu > 0.125f'_c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.4 dv \leq 0.3 m \quad \text{Art 5.8.2.7-2}$

V - M por CMuerta

SOLIC POR C MUERTA EN LA SECC CRITICA DE CORT. V EXT

X (m)	0.92
Mom C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	7.78
Mom Carga por Diafragmas o Riostras	0.1
Mom C. DC TOT	7.88
Mom C. Pavimento o Rodadura	1.12
Cort C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	7.72
Cort Carga por Diafragmas o Riostras	0.11
Cort C. DC TOT	7.83
Cort C. Pavimento o Rodadura	1.12

SOLIC POR C MUERTA EN LA SECC CRITICA DE CORT. V INT

X (m)	0.92
Mom C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	8.44
Mom Carga por Diafragmas o Riostras	0.21
Mom C. DC TOT	8.65
Mom C. Pavimento o Rodadura	1.07
Cort C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	8.38
Cort Carga por Diafragmas o Riostras	0.23
Cort C. DC TOT	8.61
Cort C. Pavimento o Rodadura	1.06

Arm. Retracc, Superf, Long

Chequeo. Armaduras: Retracción, Superficial, Longitudinal																	
<p>Ecuaciones</p> <p>Arm Retracción Art 5.10.8 $A_s \geq \frac{0.075bh}{2(b+h)f_y}$</p> <p>Armadura de Superficie. Art 5.7.3.4 $A_{sk} = \text{Área de Refuerzo Superficial}$ $A_{sk} \geq 0.001(d_c - 760) \leq A_s/1200$</p> <p>Armadura Longitudinal. Art 5.8.3.5 Se debe verificar que: $F \text{ en C.L.} \leq A_{s_{C.L.}} f_y$ (Art 5.8.3.5 - 1) $A_{ps} f_{ps} + A_y f_y \geq \frac{M_u}{(d_v \phi_f)} + \frac{0.50 N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5 V_s \right) \cot \theta$ Se debe verificar que en apoyos, el refuerzo long de tracción por flexión satisfaga: $A_{ps} f_{ps} + A_y f_y \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5 V_s \right) \cot \theta$ (Art 5.8.3.5 - 2)</p>	<p>Armadura de Retracc</p> <table border="1"> <tr><td>b = 0.4 m</td><td></td></tr> <tr><td>h = 0.72 m</td><td></td></tr> <tr><td>Acero por Retracc y Frag :</td><td>2.3 cm² / cara / m</td></tr> <tr><td>Armadura Sugerida</td><td>1 # 4 @ 0.25 m / cara</td></tr> </table> <p>Armadura Superficial</p> <table border="1"> <tr><td>de = 0.8 m</td><td></td></tr> <tr><td>Armad C.L. = 12 # 8</td><td></td></tr> <tr><td>Armad de Superficie, Ask</td><td>0.4 cm² / m</td></tr> <tr><td>Armadura Ask Sugerida</td><td>1 # 4 @ 0.2 c / cara</td></tr> </table>	b = 0.4 m		h = 0.72 m		Acero por Retracc y Frag :	2.3 cm ² / cara / m	Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara	de = 0.8 m		Armad C.L. = 12 # 8		Armad de Superficie, Ask	0.4 cm ² / m	Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.2 c / cara
b = 0.4 m																	
h = 0.72 m																	
Acero por Retracc y Frag :	2.3 cm ² / cara / m																
Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara																
de = 0.8 m																	
Armad C.L. = 12 # 8																	
Armad de Superficie, Ask	0.4 cm ² / m																
Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.2 c / cara																
<p>Arm Longitudinal</p> <p>CHEQUEO EN C.L. (V = 0) . Art 5.8.3.5-1</p> <table border="1"> <tr> <td>dv = 0.72 m</td> <td>ϕ 0.9</td> <td>Mu = 164.41 t-m</td> <td>As = 60.8 cm²</td> </tr> </table> <p>Fza Requer(Tracc) = 253.72 t Fza Resist(Tracc) = 255.38 t</p> <p>Diagnóstico: OK. Fza Req < Fza Res</p> <p>CHEQUEO EN ZONA APOYOS . Art 5.8.3.5-2</p> <table border="1"> <tr> <td>Mcr (Mmín)</td> <td>47.08 t-m</td> <td>Mu (164.41) > Mcr (47.08) t-m</td> </tr> </table> <p>Arm para Mcr(Mmín) 15.71 cm²: 4 # 8</p> <table border="1"> <tr> <td>Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión</td> <td>85.46 t</td> </tr> </table> <p>Arm Long Req Zona Apys --> Resisir la Fza 5 # 8 z. apoyos</p>	dv = 0.72 m	ϕ 0.9	Mu = 164.41 t-m	As = 60.8 cm ²	Mcr (Mmín)	47.08 t-m	Mu (164.41) > Mcr (47.08) t-m	Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	85.46 t								
dv = 0.72 m	ϕ 0.9	Mu = 164.41 t-m	As = 60.8 cm ²														
Mcr (Mmín)	47.08 t-m	Mu (164.41) > Mcr (47.08) t-m															
Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	85.46 t																

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA EXTERIOR

Vigas: R.14

Control de Agrietamiento

Ecuaciones	Cálculos																								
$s < \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$ <p>Art 5.7.3.4-1</p> $\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$ <p>γ_e = Factor de exp. = 1 d_c = Esp Recubr. Concreto desde extr tracc f_{ss} = Esf Tracc en Acero Refzo (Est Lím Serv) $M_s = M_{DC} + M_{DW} + M_{(LL+IM)}$ $n = \frac{E_s}{E_c} \quad b \times \frac{x}{2} = nAs(d-x) \quad jd = d-x/3$ (tomando Mom resp E.N.) $I = bx^3 + nAs(d-x)^2$ $f_{ss} = M_s / (jdAs)$</p>	<table border="1"> <tr><td>dc</td><td>0.025 m</td></tr> <tr><td>γ_e</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>β</td><td>1.041</td></tr> <tr><td>n</td><td>8</td></tr> <tr><td>nAs</td><td>0.04864 m²</td></tr> <tr><td>M_s</td><td>102.23 t-m</td></tr> <tr><td>jd</td><td>0.742 m</td></tr> </table> <div style="text-align: center;"> </div> <table border="1"> <tr><td>Brazo X</td><td>0.174 m</td></tr> <tr><td>Inerc Secc Transf, I</td><td>0.05042 m⁴</td></tr> </table> <table border="1"> <tr><td>Esf act sobre acero de refuerzo, f_{ss}</td><td>22663.66 t/m²</td></tr> <tr><td>s, sep real varillas capa más cercana fibra inf.</td><td>4.44 cm</td></tr> <tr><td>Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)</td><td>47.03 cm</td></tr> </table> <p>Diagnóstico: OK Sep < SepLím (Art 5.7.3.4-1)</p>	dc	0.025 m	γ_e	1.0	β	1.041	n	8	nAs	0.04864 m ²	M _s	102.23 t-m	jd	0.742 m	Brazo X	0.174 m	Inerc Secc Transf, I	0.05042 m ⁴	Esf act sobre acero de refuerzo, f _{ss}	22663.66 t/m ²	s, sep real varillas capa más cercana fibra inf.	4.44 cm	Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)	47.03 cm
dc	0.025 m																								
γ_e	1.0																								
β	1.041																								
n	8																								
nAs	0.04864 m ²																								
M _s	102.23 t-m																								
jd	0.742 m																								
Brazo X	0.174 m																								
Inerc Secc Transf, I	0.05042 m ⁴																								
Esf act sobre acero de refuerzo, f _{ss}	22663.66 t/m ²																								
s, sep real varillas capa más cercana fibra inf.	4.44 cm																								
Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)	47.03 cm																								

Chequeo 5 . Diseño para Fatiga . Art 5.5.3

Ecuaciones	Cálculos																										
<p>Factor de Distr Mom: Factor para un Carril Carg / 1.2 (sin factor m) IM: 15% Camión de Diseño: Camión de Norma Dist Eje Trasero 9m (30ft) $M_{FATIGA} = 1(1.5M_{(LL+IM)})$ $(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33 \cdot f_{min}$ (5.5.3.2-1) Δf = Intervalo esf CV por carga fatiga (Art 3.6.1.4) $(\Delta F)_{TH}$ = Umbral fatiga de amplitud const Art 5.5.3.2. (2 al 4) $\gamma = 1.5$ (tabla 3.4.1 - 1) Esfzo Adm Tracc = $0.25 \sqrt{f'_c}$ $f_{min} = M_{permanentes} / (jdAs)$ $f_{m\acute{a}x} = (M_{permanentes} + M_{fatiga}) / (jdAs)$ $\Delta f = f_{m\acute{a}x} - f_{min}$ Se debe verificar: $\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH}$</p>	<table border="1"> <tr><td>M_{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)</td><td>48.96 t-m</td></tr> <tr><td>Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2</td><td>0.575</td></tr> <tr><td>M_{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)</td><td>32.37 t-m</td></tr> <tr><td>M(DC) =</td><td>27.07 t-m</td></tr> <tr><td>M(DW) =</td><td>3.82 t-m</td></tr> <tr><td>M(DC+DW+LL+IM[fatiga])</td><td>63.27 t-m</td></tr> <tr><td>Mód Elástico de la Sección, W</td><td>0.0751 m³</td></tr> <tr><td>Esf Tracc Fibra Inf, (tracción)</td><td>842.37 t/m²</td></tr> <tr><td>Esf Adms tracción</td><td>EsfAdm = 132.29 t/m² < 842.37 Fisura</td></tr> </table> <p>Verificación de Esfuerzos Sección Fisurada</p> <table border="1"> <tr><td>Esf f_{min}(perm)</td><td>6848.3 t/m²</td><td>f_{máx}(per+fat)</td><td>14025.57 t/m²</td></tr> <tr><td>Delta Esf *1.5</td><td>10765.91 t/m²</td><td>Delta Límite</td><td>14340.06 t/m²</td></tr> </table> <p>Art 5.5.3.1-1 Diagnóstico: OK, Esf por C.V, Fatiga < Esf Lím</p>	M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)	48.96 t-m	Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.575	M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)	32.37 t-m	M(DC) =	27.07 t-m	M(DW) =	3.82 t-m	M(DC+DW+LL+IM[fatiga])	63.27 t-m	Mód Elástico de la Sección, W	0.0751 m ³	Esf Tracc Fibra Inf, (tracción)	842.37 t/m ²	Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 842.37 Fisura	Esf f _{min} (perm)	6848.3 t/m ²	f _{máx} (per+fat)	14025.57 t/m ²	Delta Esf *1.5	10765.91 t/m ²	Delta Límite	14340.06 t/m ²
M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)	48.96 t-m																										
Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.575																										
M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)	32.37 t-m																										
M(DC) =	27.07 t-m																										
M(DW) =	3.82 t-m																										
M(DC+DW+LL+IM[fatiga])	63.27 t-m																										
Mód Elástico de la Sección, W	0.0751 m ³																										
Esf Tracc Fibra Inf, (tracción)	842.37 t/m ²																										
Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 842.37 Fisura																										
Esf f _{min} (perm)	6848.3 t/m ²	f _{máx} (per+fat)	14025.57 t/m ²																								
Delta Esf *1.5	10765.91 t/m ²	Delta Límite	14340.06 t/m ²																								

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA EXTERIOR

Vigas: R.12

Revisión Refuerzo

Viga Exterior: Revisión Refzo Art 5.10.3

Aceros Principales en C.L.: **12 # 8**

Sep Mín Var Princ Cond 1	1.5(DVar) , 3.8 cm	3.81 cm
Sep Mín Var Princ Cond 2	1.5T am Máx Agreg	2.858 cm
Sep. Libre Horiz Mín. entre Var.		3.81 cm
Sep Mín Vert entre Filas	1DVar , 2.5 cm	2.54 cm

Distribución de la Armadura en el C.L.

$N_{Var} = (bv+sep.min-2Dfilej-0.08) / (DiamVar+sep.min)$ [1fila] **6**

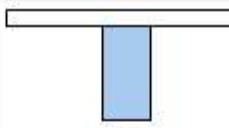
Número de Filas Requerido: **2**

Posición Yr del Centroides de las Barras respecto a fibra inf: **0.044 m**

Yr supuesto: **0.1 m**

Diagnóstico: **O.K. Recubr**

Viga Exterior: Chequeo de Secc Simple



Se debe chequear la viga como sección simple ANTES de que trabaje monolítica con la losa

b: Ancho bw de la viga
h: Altura de la viga Sin la losa
Recubr : Recubrim equivalente verificado

Cargas:
C. Muerta: Wpp de la Viga
Wpp de la Losa
C. Viva : 100 kg/m2 por peso de obreros y equipos de construcción

SECCIÓN	
b = 0.4 m	
h = 0.72 m	
d = 0.62 m	
CARGAS	
Wd = 1.632 t/m	
Wl = 0.2 t/m	
MU (EST LÍM RES I)	
Mu(ss) = 39.51 t-m	

k	256.96 t/m2
Cuántía Acero Rho	0.00726
Área Acero As req	18.01 cm2
Área Acero Disponib	60.8 cm2
Diagnóstico	OK Secc Simple

Viga Exterior: Refuerzo Mínimo . Art 5.7.3.3.2

Cálculos

Acero Principal a Flexión, As en C.L.	60.8 cm2
Módulo Secc Simple Snc	0.0346 m3
Módulo Secc Compuesta Sc	0.0751 m3

Mód Rot, fr	328.07 t/m2	γ_1	1.6	γ_3	0.75
-------------	-------------	------------	-----	------------	------

Wpp(snc)	0.691 t/m	Wlosa	0.864 t/m	Mdnc	25.71 t-m
----------	-----------	-------	-----------	------	-----------

Momento de Fisuración o Agrietam, Mcr	47.08 t-m
Momento Mu en C.L.	164.41 t-m

Diagnóstico: **Mu > Mcr . OK**

Ecuaciones

$A_s \rightarrow \begin{cases} M_r \\ \text{el menor de } M_{cr} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} 1.33 Mu \\ M_{cr} \end{array} \right\}$ Art 5.7.3.3.2

$$M_{CR} = \gamma_3 \left[\gamma_1^2 f_R S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad 3.3.2-1$$

$\gamma_1 = 1.6$
 $\gamma_3 = 0.75$

$M_{dnc}(S_{simple}) = (Wp.p. + Wlosa) * L^2 / 8$

$f_R = 0.62 \sqrt{f_c}$

Snc = Mód de la Secc Simple resp a fibra inf
Sc = Mód de la Secc Compuesta resp a fibra inf

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA EXTERIOR

Vigas: R.15

Deformaciones de la Viga

Chequeo. Deformaciones de la Viga . Art 5.5.3

Ecuaciones WD

$$I_e = \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

DEFLEXIONES POR CARGA MUERTA

I_e = Mom de Inercia Efectivo
 M_a = Mom máx en la viga en instante del cálculo de la deform
 I_g = Mom de Inercia de la sección bruta de concreto
 I_{cr} = Mom de Inercia de la sección fisurada de concreto
 M_{CR} = Momento de Fisuración $M_{CR} = f_r \frac{I_g}{y_t}$ $f_r = 0.62 \sqrt{f'_c}$

$\delta_{m\acute{a}x}$ = Deflexión Máxima por Cargas Permanentes

$$\delta_i \rightarrow \delta_{m\acute{a}x} \quad \delta_{m\acute{a}x} = \frac{5W_{DC+DW}L^4}{384EI_e}$$

$\delta_{FINAL} = (3 - 1.2 \frac{A's}{As}) \delta_i$ δ_{FINAL} = Deflex a Largo Plazo
 $\delta_{FINAL} > 1.6 \delta_i$

Contraflecha = $\delta_i + \delta_{FINAL}$

Ecuaciones WL

DEFLEXIONES POR CARGA VIVA

Deflex CV → Deflex Carril Diseño + Deflex por Camión Diseño

$$\delta_{carril\ diseño} = \frac{5W_{carril}L^4}{384EI_e}$$

Deflexión por Camión de Diseño

Máx Deflexión con el eje central del Camión en C.L. de la Viga

$$Y = \frac{X}{48EI_e}(3L^2 - 4X^2) \quad L \text{ de Influencia de la Deflexión en C.L.}$$

Cálculos WD

M(DC)	27.07 t-m	M(DW)	3.82 t-m
Ma	30.89 t-m	Ec	2487006.23 t/m2
fr	328.07 t/m2	Ig	0.04581 m4
yt	0.61 m	Mcr	24.64 t-m

Mom De Inercia Efectivo, Ie	0.04581 m4
W(DC+DW)	2.61 t/m
Deflex Instantánea, di	0.00521 m
Deflex a Largo Plazo (Final)	0.016 m
Contraflecha	0.02085 m

Cálculos WL

Wcarril 1.03 t/m dmáx Wcarr 0.00206 m

DEFLEXION DE LA VIGA EN C.L. BAJO EJES CAMIÓN DIS.

Dist X (m)	1.45	5.75	10.05	Σ
Desplaz Y (m)	0.0001	0.00028	0.0001	
Carga de Eje (t)	16	16	4	
(Carga Eje) x Y	0.00165	0.00445	0.00041	0.00651

Deflexión Y (L.I.) 0.00651 m Fact Distribuc 0

Ycamión dis (incluy Amplif Dinám) 0.00866 m

Deflexión Total Carril + Camión 0 m = 0 cm

Deflex Lím Recomendada L/800 0.01438 m = 1.44 cm

Diagnóstico: OK, Deflx C.Viva <= Deflx Límite

Arm. Retracc, Superf, Long

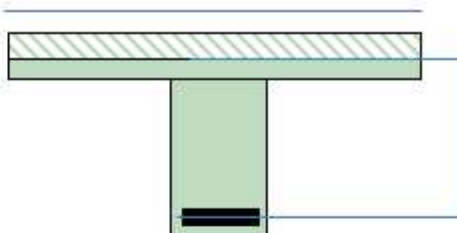
Chequeo. Armaduras: Retracción, Superficial, Longitudinal																	
<p style="text-align: center;">Ecuaciones</p> <p>Arm Retracción Art 5.10.8 Armadura de Superficie. Art 5.7.3.4</p> $A_s \geq \frac{0.075bh}{2(b+h)f_y}$ <p>A_{sk} = Área de Refuerzo Superficial $A_{sk} \geq 0.001(d_c - 760) \leq A_s/1200$</p> <p>Armadura Longitudinal. Art 5.8.3.5</p> <p>Se debe verificar que: F en C.L. $\leq A_{sCL}f_y$ (Art 5.8.3.5 - 1)</p> $A_{ps}f_{ps} + A_y f_y \geq \frac{M_u}{(d_v \phi_f)} + \frac{0.50N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5V_s\right) \cot \theta$ <p>Se debe verificar que en apoyos, el refuerzo long de tracción por flexión satisfaga:</p> $A_{ps}f_{ps} + A_y f_y \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5V_s\right) \cot \theta \quad (\text{Art 5.8.3.5 - 2})$	<p style="text-align: center;">Armadura de Retracc</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>b = 0.4 m</td><td></td></tr> <tr><td>h = 0.72 m</td><td></td></tr> <tr><td>Acero por Retracc y Frag :</td><td style="text-align: right;">2.3 cm² / cara / m</td></tr> <tr><td>Armadura Sugerida</td><td style="text-align: right;">1 # 4 @ 0.25 m / cara</td></tr> </table> <p style="text-align: center;">Armadura Superficial</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>de = 0.8 m</td><td></td></tr> <tr><td>Armado C.L. = 12 # 8</td><td></td></tr> <tr><td>Armado de Superficie, Ask</td><td style="text-align: right;">0.4 cm² / m</td></tr> <tr><td>Armadura Ask Sugerida</td><td style="text-align: right;">1 # 4 @ 0.2 c / cara</td></tr> </table>	b = 0.4 m		h = 0.72 m		Acero por Retracc y Frag :	2.3 cm ² / cara / m	Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara	de = 0.8 m		Armado C.L. = 12 # 8		Armado de Superficie, Ask	0.4 cm ² / m	Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.2 c / cara
b = 0.4 m																	
h = 0.72 m																	
Acero por Retracc y Frag :	2.3 cm ² / cara / m																
Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara																
de = 0.8 m																	
Armado C.L. = 12 # 8																	
Armado de Superficie, Ask	0.4 cm ² / m																
Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.2 c / cara																
<p style="text-align: center;">Armadura Longitudinal</p> <p style="text-align: center;">CHEQUEO EN C.L. (V = 0) . Art 5.8.3.5-1</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>dv = 0.72 m</td> <td>ϕ 0.9</td> <td>Mu = 158.25 t-m</td> <td>As = 55.74 cm²</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Fza Requer(Tracc) = 244.22 t</td> <td>Fza Resist(Tracc) = 234.1 t</td> </tr> </table> <p>Diagnóstico: Alargue ArmFlex: 1.11 m/lado</p> <p style="text-align: center;">CHEQUEO EN ZONA APOYOS . Art 5.8.3.5-2</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Mcr (Mmín)</td> <td>47.08 t-m</td> <td>Mu (158.25) > Mcr (47.08) t-m</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Arm para Mcr(Mmín)</td> <td>15.71 cm²: 4 # 8</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión</td> <td>75.42 t</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Arm Long Req ZonaApys --> Resistir la Fza</td> <td style="background-color: #e8f5e9;">4 # 8 z. apoyos</td> </tr> </table>	dv = 0.72 m	ϕ 0.9	Mu = 158.25 t-m	As = 55.74 cm ²	Fza Requer(Tracc) = 244.22 t	Fza Resist(Tracc) = 234.1 t	Mcr (Mmín)	47.08 t-m	Mu (158.25) > Mcr (47.08) t-m	Arm para Mcr(Mmín)	15.71 cm ² : 4 # 8	Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	75.42 t	Arm Long Req ZonaApys --> Resistir la Fza	4 # 8 z. apoyos	Empty space for diagrams or additional calculations	
dv = 0.72 m	ϕ 0.9	Mu = 158.25 t-m	As = 55.74 cm ²														
Fza Requer(Tracc) = 244.22 t	Fza Resist(Tracc) = 234.1 t																
Mcr (Mmín)	47.08 t-m	Mu (158.25) > Mcr (47.08) t-m															
Arm para Mcr(Mmín)	15.71 cm ² : 4 # 8																
Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	75.42 t																
Arm Long Req ZonaApys --> Resistir la Fza	4 # 8 z. apoyos																

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA INTERIOR

Vigas: R.18

Control de Agrietamiento

Chequeo. Control de Agrietamiento . Art 5.7.3.4

Ecuaciones	Cálculos																								
$s < \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad \text{Art 5.7.3.4-1}$ $\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$ <p>γ_e = Factor de exp. = 1 d_c = Esp Recubr. Concreto desde extr tracc f_{ss} = Esf Tracc en Acero Refzo (Est Lím Serv) $M_s = M_{DC} + M_{DW} + M_{(LL+IM)}$ $n = \frac{E_s}{E_c} \quad b x \frac{x}{2} = nAs(d-x) \quad jd = d-x/3$ (tomando Mom resp E.N.) $I = bx^3 + nAs(d-x)^2$ $f_{ss} = M_s / (jdAs)$</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>dc</td><td>0.025 m</td></tr> <tr><td>γ_e</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>β</td><td>1.041</td></tr> <tr><td>n</td><td>8</td></tr> <tr><td>nAs</td><td>0.04459 m²</td></tr> <tr><td>M_s</td><td>99.52 t-m</td></tr> <tr><td>jd</td><td>0.744 m</td></tr> </table> <div style="text-align: right; margin-top: 10px;">  </div> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <tr><td>Brazo X</td><td>0.168 m</td></tr> <tr><td>Inerc Secc Transf. I</td><td>0.0469 m⁴</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <tr><td>Esf act sobre acero de refuerzo, f_{ss}</td><td>23999.04 t/m²</td></tr> <tr><td>s, sep real varillas capa más cercana fibra.inf</td><td>4.44 cm</td></tr> <tr><td>Sep Máx s - (Art 5.7.3.4-1)</td><td>44.13 cm</td></tr> </table> <p style="text-align: right; margin-top: 10px;">Diagnóstico: OK Sep < SepLím (Art 5.7.3.4-1)</p>	dc	0.025 m	γ_e	1.0	β	1.041	n	8	nAs	0.04459 m ²	M _s	99.52 t-m	jd	0.744 m	Brazo X	0.168 m	Inerc Secc Transf. I	0.0469 m ⁴	Esf act sobre acero de refuerzo, f _{ss}	23999.04 t/m ²	s, sep real varillas capa más cercana fibra.inf	4.44 cm	Sep Máx s - (Art 5.7.3.4-1)	44.13 cm
dc	0.025 m																								
γ_e	1.0																								
β	1.041																								
n	8																								
nAs	0.04459 m ²																								
M _s	99.52 t-m																								
jd	0.744 m																								
Brazo X	0.168 m																								
Inerc Secc Transf. I	0.0469 m ⁴																								
Esf act sobre acero de refuerzo, f _{ss}	23999.04 t/m ²																								
s, sep real varillas capa más cercana fibra.inf	4.44 cm																								
Sep Máx s - (Art 5.7.3.4-1)	44.13 cm																								

Chequeo 5 . Diseño para Fatiga . Art 5.5.3

Ecuaciones	Cálculos																										
<p>Factor de Distr Mom: Factor para un Carril Carg / 1.2 (sin factor m) IM : 15% Camión de Diseño.: Camión de Norma Dist Eje Trasero 9m (30ft) $M_{FATIGA} = 1(1.5M_{(LL+IM)})$ $(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33 \cdot f_{min} \quad (5.5.3.2-1)$ Δf = Intervalo esf CV por carga fatiga (Art 3.6.1.4) $(\Delta F)_{TH}$ = Umbral fatiga de amplitud const Art 5.5.3.2.(2 a l 4) $\gamma = 1.5$ (tabla 3.4.1 - 1) Esfzo Adm Tracc = $0.25 \sqrt{f'_c}$ $f_{min} = M_{permanentes} / (jdAs)$ $f_{máx} = (M_{permanentes} + M_{fatiga}) / (jdAs)$ $\Delta f = f_{máx} - f_{min}$ Se debe verificar: $\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH}$</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>M_{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)</td><td>48.96 t-m</td></tr> <tr><td>Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2</td><td>0.415</td></tr> <tr><td>M_{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)</td><td>28.04 t-m</td></tr> <tr><td>M(DC) =</td><td>29.98 t-m</td></tr> <tr><td>M(DW) =</td><td>3.64 t-m</td></tr> <tr><td>M(DC+DW+LL+IM)[fatiga]</td><td>61.66 t-m</td></tr> <tr><td>Mód Elástico de la Sección, W</td><td>0.0751 m³</td></tr> <tr><td>Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)</td><td>820.96 t/m²</td></tr> <tr><td>Esf Adms tracción</td><td>EsfAdm = 132.29 t/m² < 820.96 Fisura</td></tr> </table> <p style="text-align: center;">- Verificación de Esfuerzos Sección Fisurada</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Esf f_{min}(perm)</td><td>8107.46 t/m²</td><td>f_{máx}(per+fat)</td><td>14869.03 t/m²</td></tr> <tr><td>Delta Esf *1.5</td><td>10142.37 t/m²</td><td>Delta Límite</td><td>13924.54 t/m²</td></tr> </table> <p style="text-align: right; margin-top: 10px;">Art 5.5.3.1-1 Diagnóstico: OK, Esf por C.V. Fatiga < Esf Lím</p>	M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)	48.96 t-m	Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.415	M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)	28.04 t-m	M(DC) =	29.98 t-m	M(DW) =	3.64 t-m	M(DC+DW+LL+IM)[fatiga]	61.66 t-m	Mód Elástico de la Sección, W	0.0751 m ³	Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)	820.96 t/m ²	Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 820.96 Fisura	Esf f _{min} (perm)	8107.46 t/m ²	f _{máx} (per+fat)	14869.03 t/m ²	Delta Esf *1.5	10142.37 t/m ²	Delta Límite	13924.54 t/m ²
M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)	48.96 t-m																										
Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.415																										
M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)	28.04 t-m																										
M(DC) =	29.98 t-m																										
M(DW) =	3.64 t-m																										
M(DC+DW+LL+IM)[fatiga]	61.66 t-m																										
Mód Elástico de la Sección, W	0.0751 m ³																										
Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)	820.96 t/m ²																										
Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 820.96 Fisura																										
Esf f _{min} (perm)	8107.46 t/m ²	f _{máx} (per+fat)	14869.03 t/m ²																								
Delta Esf *1.5	10142.37 t/m ²	Delta Límite	13924.54 t/m ²																								

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA INTERIOR

Vigas: R.16

Revisión Refuerzo

Revisión Refzo Art 5.10.3

Acero Principal en C.L.: **11 # 8**

Sep Mín Var Princ Cond 1	1.5(DVar) , 3.8 cm	3.81 cm
Sep Mín Var Princ Cond 2	1.5Tam Máx Agreg	2.858 cm
Sep. Libre Horiz Mín. entre Var.		3.81 cm
Sep Mín Vert entre Filas	1DVar , 2.5 cm	2.54 cm

Distribución de la Armadura en el C.L.

NVar = (bv+sep.min-2Dflej-0.08) / (DiamVar+sep.min) [1 fila] **6**

Número de Filas Requerido **2**

Posición Yr del Centroido de las Barras respecto a fibra inf **0.043 m**

Yr supuesto **0.1 m**

Diagnóstico: **O.K. Recubr**

Chequeo de Secc Simple

Se debe chequear la viga como sección simple ANTES de que trabaje monolítica con la losa
b: Ancho bw de la viga
h: Altura de la viga Sin la losa
Recubr : Recubrim: equivalente verificado

Cargas:
C. Muerta: Wpp de la Viga
Wpp de la Losa
C. Viva : 100 kg/m2 por peso de obreros y equipos de construcción

SECCIÓN	
b = 0.4 m	
h = 0.72 m	
d = 0.62 m	
CARGAS	
W/d = 1.632 t/m	
Wl = 0.2 t/m	
MU (EST LÍM RES I)	
Mu(ss) = 39.51 t-m	

k	256.96 t/m2
Cuantía Acero Rho	0.00726
Area Acero As req	23.24 cm2
Área Acero Disponib	55.74 cm2
Diagnóstico	OK Secc Simple

Refuerzo Mínimo . Art 5.7.3.3.2

Cálculos

Acero Principal a Flexión, As en C.L.	55.74 cm2
Módulo Secc Simple Snc	0.0346 m3
Módulo Secc Compuesta Sc	0.0751 m3

Mód Rot. fr	328.07 t/m2	γ_1	1.6	γ_3	0.75
-------------	-------------	------------	-----	------------	------

Wpp(snc)	0.691 t/m	Wlosa	0.864 t/m	Mdnc	25.71 t-m
----------	-----------	-------	-----------	------	-----------

Momento de Fisuración o Agrietam, Mcr	47.08 t-m
Momento Mu en C.L.	158.25 t-m

Diagnóstico: **Mu > Mcr . OK**

Ecuaciones

$As \rightarrow Mr$ el menor de $\left\{ \begin{matrix} 1.33 Mu \\ M_{cr} \end{matrix} \right\}$ Art 5.7.3.3.2

$M_{CR} = \gamma_3 \left[\gamma_1^2 f_R S_c - M_{dcn} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$ Art 5.7.3.3.2-1

$\gamma_1 = 1.6$ Art 5.7.3.3.2
 $\gamma_3 = 0.75$

$M_{dm}(Ssimple) = (Wp.p. + Wlosa) \times L^2 / 8$
 $f_R = 0.62 \sqrt{f'_c}$ Art 5.4.2.6

Snc = Mód de la Secc Simple resp a fibra inf
Sc = Mód de la Secc Compuesta resp a fibra inf

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA INTERIOR

Vigas: R.19

Deformaciones de la Viga

Chequeo. Deformaciones de la Viga . Art 5.5.3

Ecuaciones WD

$$I_e = \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

DEFLEXIONES POR CARGA MUERTA

I_e = Mom de Inercia Efectivo
 M_a = Mom máx en la viga en instante del cálculo de la deform
 I_g = Mom de Inercia de la sección bruta de concreto
 I_{cr} = Mom de Inercia de la sección fisurada de concreto
 M_{CR} = Momento de Fisuración $M_{CR} = f_r \frac{I_g}{y_t}$ $f_r = 0.62 \sqrt{f'_{rc}}$

$\delta_{m\acute{a}x}$ = Deflexión Máxima por Cargas Permanentes

$$\delta_i \rightarrow \delta_{m\acute{a}x} \quad \delta_{m\acute{a}x} = \frac{5W_{DC+DW}L^4}{384EI_e}$$

$\delta_{FINAL} = (3 \cdot 1.2 \frac{A's}{As}) \delta_i$ δ_{FINAL} = Deflex a Largo Plazo
 $\delta_{FINAL} > 1.6\delta_i$

Contraflecha = $\delta_i + \delta_{FINAL}$

Ecuaciones WL

DEFLEXIONES POR CARGA VIVA

Deflex CV → Deflex Carril Diseño + Deflex por Camión Diseño

$$\delta_{carril\ diseño} = \frac{5W_{carril}L^4}{384EI_e}$$

Deflexión por Camión de Diseño

Máx Deflexión con el eje central del Camión en C.L. de la Viga

$$Y = \frac{X}{48EI_e} (3L^2 - 4X^2) \quad L \text{ de Influencia de la Deflexión en C.L.}$$

Cálculos WD

M(DC)	27.07 t-m	M(DW)	3.82 t-m
Ma	33.62 t-m	Ec	2487006.23 t/m ²
fr	328.07 t/m ²	Ig	0.04581 m ⁴
yt	0.61 m	Mcr	24.64 t-m

Mom De Inercia Efectivo, Ie	0.04581 m ⁴
W(DC+DW)	1.96 t/m
Deflex Instantánea, di	0.00391 m
Deflex a Largo Plazo (Final)	0.012 m
Contraflecha	0.01563 m

Cálculos WL

Wcarril 1.03 t/m dmáx Wcarr 0.00206 m

DEFLEXION DE LA VIGA EN C.L. BAJO EJES CAMIÓN DIS.

Dist X (m)	1.45	5.75	10.05	Σ
Desplaz Y (m)	0.0001	0.00028	0.0001	
Carga de Eje (t)	16	16	4	
(Carga Eje) x Y	0.00165	0.00445	0.00041	0.00651

Deflexión Y (L.I.) 0.00651 m Fact Distribuc 0.5885

Ycamión dis (incluy Amplif Dinám) 0.00866 m

Deflexión Total Carril + Camión 0.00631 m = 0.63 cm

Deflex Lím Recomendada L/800 0.01438 m = 1.44 cm

Diagnóstico: OK . Deflx C.Viva <= Deflx Límite

DISEÑO DE LAS SECCIONES INTERIORES DE LAS VIGAS

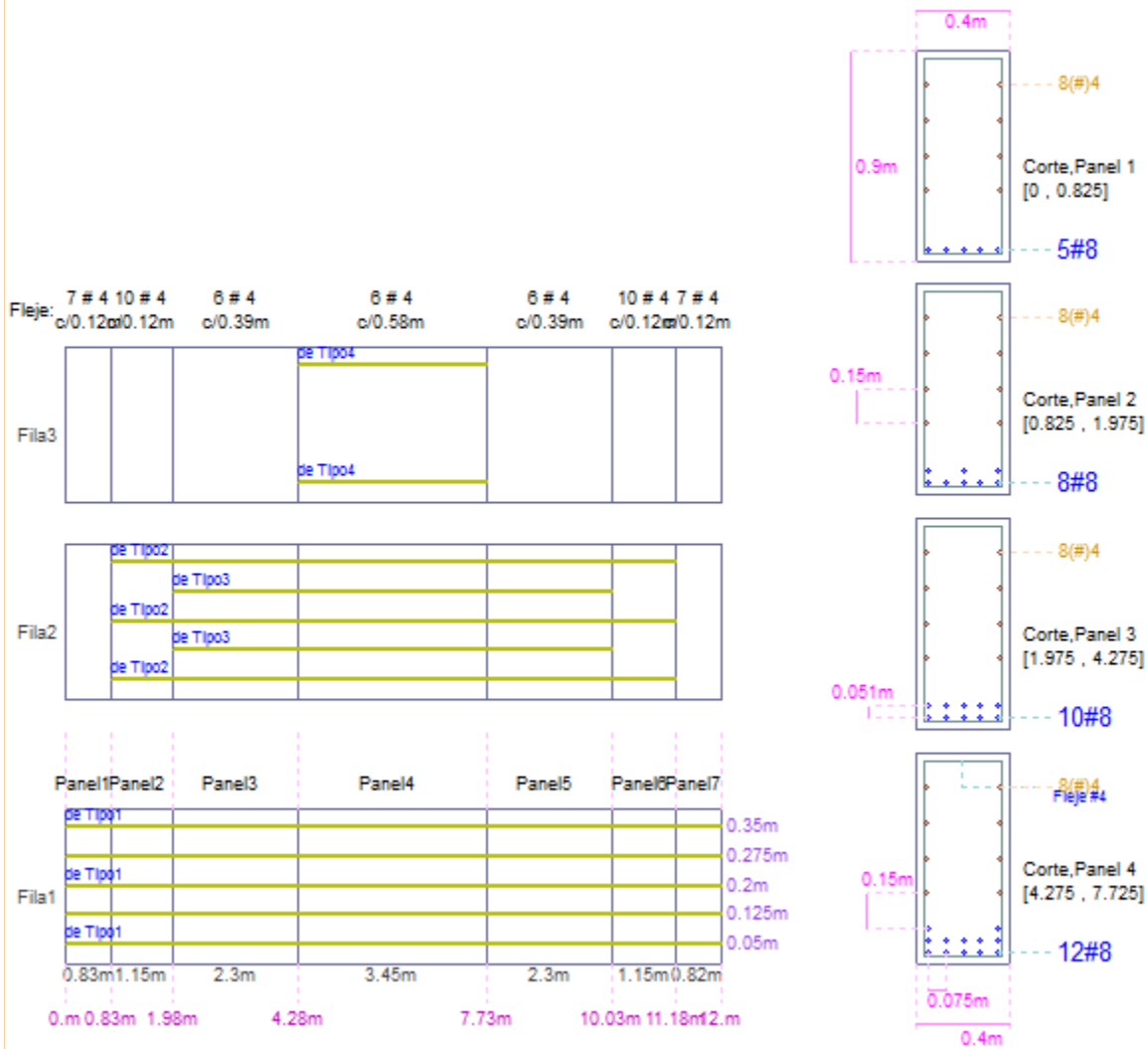
Vigas: R. 20

VIGA EXTERIOR		X (m)	0	0.3	1.15	2.3	3.45	4.6	5.75	6.9	8.05	9.2	10.35	11.2	11.5	
FLEXIÓN	Mom CV+Imp (t-m)	0	8.44	29.16	49.72	62.3	69.59	71.34	69.59	62.3	49.72	29.16	8.44	0	0	
	Mom C.DC (t-m)	0	7.88	9.64	17.17	22.58	25.89	27.07	25.89	22.58	17.17	9.64	7.88	0	0	
CORTANTE	Mom C.DW (t-m)	0	1.12	1.37	2.44	3.21	3.67	3.82	3.67	3.21	2.44	1.37	1.12	0	0	
	Mom Mu (t-m)	0	26.3	65.15	112.15	142.06	159.65	164.41	159.65	142.06	112.15	65.15	26.3	0	0	
	MomAgr Mcr (t-m)	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08	47.08
	k (t/m ²)	36.78	36.78	50.9	87.61	110.98	124.72	128.45	124.72	110.98	87.61	50.9	36.78	36.78	36.78	
	Cuant Acero.Rho	0.00098	0.00098	0.00136	0.00237	0.00302	0.0034	0.00351	0.0034	0.00302	0.00237	0.00136	0.00098	0.00098	0.00098	
	Area Acero As(cm ²)	20.35	20.35	21.81	37.88	48.26	54.43	56.1	54.43	48.26	37.88	21.81	20.35	20.35	20.35	
	ArmReq Cálcc & Cód	5 # 8	5 # 8	5 # 8	8 # 8	10 # 8	11 # 8	12 # 8	11 # 8	10 # 8	8 # 8	5 # 8	5 # 8	5 # 8	5 # 8	
		X (m)	0	0.92	1.15	2.3	3.45	4.6	5.75	6.9	8.05	9.2	10.35	10.58	11.5	
		Cort CV+Imp (t)	29.07	25.8	24.92	20.77	16.8	13.46	10.33	13.46	16.8	20.77	24.92	25.8	29.07	
		Cort C. DC TOT (t)	9.53	7.83	7.47	5.63	3.79	1.95	0.11	1.95	3.79	5.63	7.47	7.83	9.53	
	Cort C. DW (t)	1.33	1.12	1.06	0.8	0.53	0.27	0	0.27	0.53	0.8	1.06	1.12	1.33		
	Cort Vu (t)	64.77	56.62	54.53	44.57	34.93	26.4	18.22	26.4	34.93	44.57	54.53	56.62	64.77		
	Cort Vs (t)	29.6	22.04	29.76	23.57	15.02	6.49	-2.69	6.49	15.02	23.57	29.76	22.04	29.6		
	Def Uni.Tracc Eps	0.00058	0.00065	0.00129	0.00179	0.00207	0.00221	0.0022	0.00221	0.00207	0.00179	0.00129	0.00065	0.00058		
	⊖ β	31,3,3	31,3,3,2	33,5,2,4	35,2,2,1	36,2,1,9	36,7,1,8	36,7,1,8	36,7,1,8	36,2,1,9	35,2,2,1	33,5,2,4	31,3,3,2	31,3,3		
	Cort Vc (t)	42.37	40.87	30.83	25.96	23.79	22.84	22.93	22.84	23.79	25.96	30.83	40.87	42.37		
	Cort Vn	71.97	62.91	60.59	49.52	38.81	29.33	20.24	29.33	38.81	49.52	60.59	62.91	71.97		
	Sep Cálcc	0.43	0.57	0.39	0.46	0.7	1.58	-3.83	1.58	0.7	0.46	0.39	0.57	0.43		
	Sep Máx	0.12	0.12	0.39	0.46	0.58	0.58	0.6	0.58	0.58	0.46	0.39	0.12	0.12		

Detalles Armadura - Dimensión Longitudinal de la Viga

Vigas: R.22

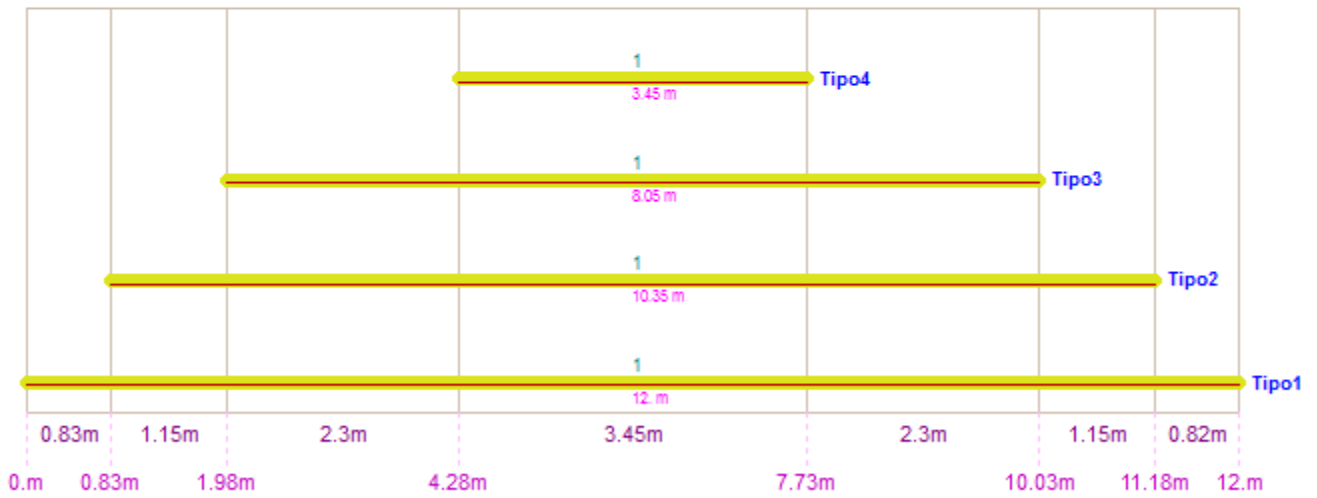
Cortes en Planta y Cortes Transversales



Detalles Armadura - Dimensión Longitudinal de la Viga

Vigas: R.21

Esquema de las Varillas - Tipos Requeridos

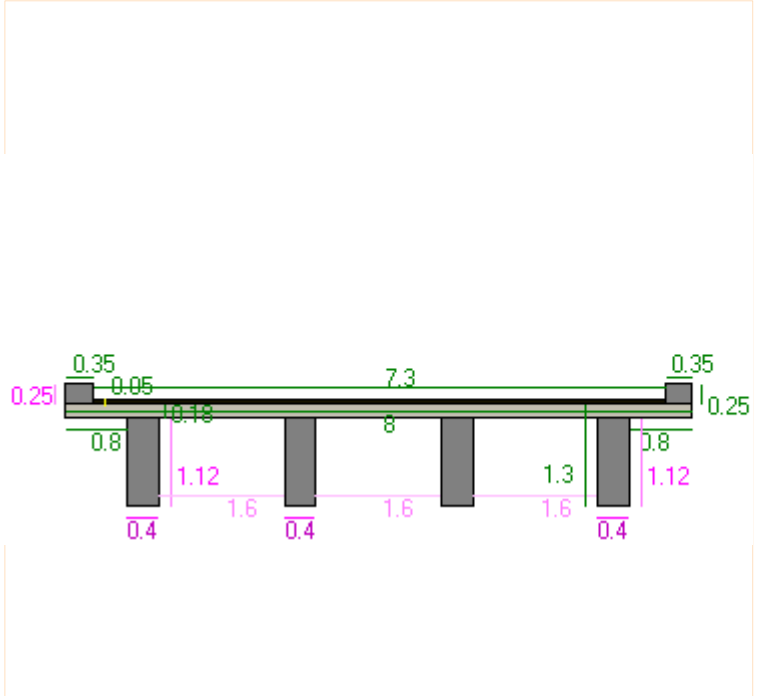


PUNTES EN LOSA Y VIGAS TE EN CONCRETO REFORZADO . DEFINICIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

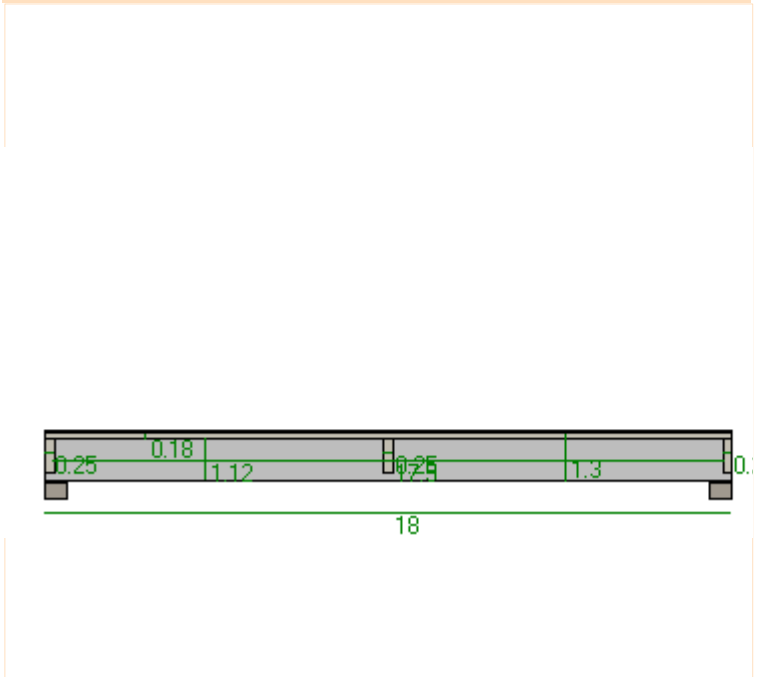
Tablero Rep. 1

CORTE TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

GEOMETRÍA DE LA SUPERESTRUCTURA	
TABLERO	
Longitud Total Tablero (m)	18
Luz L (a ejes de apoyos) (m)	17.5
Ancho Libre de Calzada (m)	7.30
Separ. a borde de vigas (m)	1.6
Número de Vigas	4
Longitud del Bordillo (m)	0.35
Altura del Bordillo (m)	0.25
Espesor de la Losa (m)	0.18
Espesor Capa Rodadura (m)	0.05
Sobre Espesor Adic Volad(m)	0
VIGA	
Ancho de Viga, bw (m)	0.4
Altura Total de Viga, hv (m)	1.3
CONSTANTES DE DISEÑO	
F'c del Concreto (kg/cm2)	280
Fy del Acero Long (kg/cm2)	4200
Fy del Acero Flejes (kg/cm2)	4200
Ø Varilla Flejes (Octav Pulg)	4
Número de Ramas Fleje Típ.	2
Ø Mín Varilla Viga (Oct Pulg)	8
Ø Mín Varilla Losa (Oct Pulg)	4
Recubr Centroid d' Losa (cm)	5
Recubrimiento d' Vigas (cm)	8
Recubrim. Lateral Libre (cm)	2.0
Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
Espesor de Diafragma Típ.(m)	0.25
Carga de Baranda (t/m)	0.15
Dist eje viga-bdeext apoyo(m)	0.2

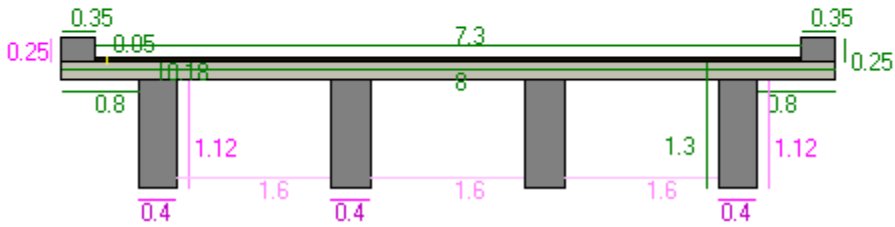


CORTE LONGITUDINAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

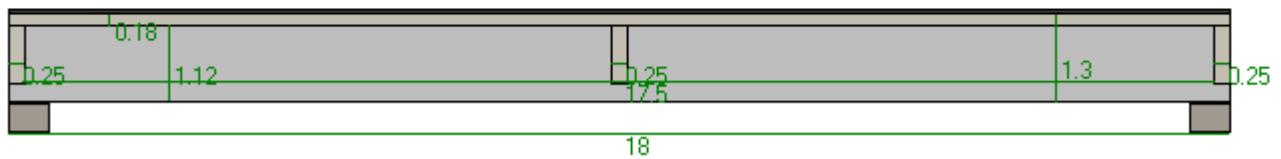


PUNTES I RealTime

CORTE TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE



CORTE LONGITUDINAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE



Cálculo de Momentos en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R# 3

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. >= 4 vigas

1 carril cargado

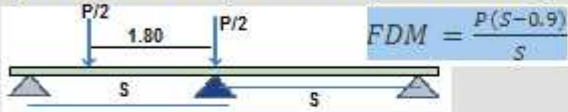
$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

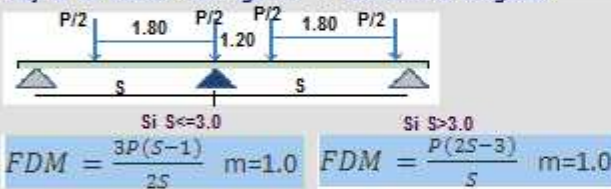
Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas

Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



$m = 1.2$

Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	17.5 m
FDM directo (1 carr carg)	0.478
FDM directo (>=2 carriles carg)	0.639
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.6389

FD Momentos CV, FDM Vigas EXTERIORES

LEY DE LA PALANCA 1 carril carg >= 3 vigas

$$FDM_{viga_{ext}} (1carrilc) = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

$$g = \left(0.77 + \frac{d_e}{2800}\right) g_{int}; \quad d_e = lvol_{ejes} - l_{bord}$$

LEY DE LA PALANCA 2 ó más carriles cargados . 3 vigas

Caso A . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 < Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{1.5P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 2.20)}{S} \quad m = 1.0$$

Caso B . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 \geq Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

Chequeo de FDM

considerando
Losa Rígida
Art 4.6.2.2d

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}}{\sum x^2} \sum e$$

R: FDM NL: # Carriles
Carg Nb: # Vigas Xext;
Dist CG tablero a vigaext
x: Dist CG tablero a o/viga
e: exc carga a CG tablero

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	17.5 m
Parámetro de Rigidez Longitudinal, Kg	0.23611 m4
Fac Dist Mom, FDM LPalanc incluy m (1 carr carg)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	1.002
Fact Distr FDMint, gint	0.639
Factor Distrib Mom, FDM (g) (2 carriles carg)	0.64
Fact Distr de Mom, (2 carr carg) por Ley Palanca	-
Fact Dist Mom,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Mom,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Mom, FDM dominante	0.695

MOMENTOS POR CAMIÓN, TÁNDEM, CARRIL DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES POR CARRIL Y POR VIGA

X (m)	0	0.3	1.75	3.5	5.25	7	8.75	10.5	12.25	14	15.75	17.2	17.5
Mom por Camión+Imp (t-m)	0	11.76	61.69	106.61	134.78	150.77	152.28	150.77	134.78	106.61	61.69	11.76	0
Mom por Tándem+Imp (t-m)	0	9.46	50.37	89.11	116.21	131.67	135.49	131.67	116.21	89.11	50.37	9.46	0
Mom Carril de Diseño (t-m)	0	2.66	14.19	25.24	33.12	37.85	39.43	37.85	33.12	25.24	14.19	2.66	0
Mom Camión+Imp + Carril (t-m)	0	14.42	75.88	131.85	167.9	188.62	191.71	188.62	167.9	131.85	75.88	14.42	0
Mom Tándem+Imp + Carril (t-m)	0	12.12	64.57	114.34	149.33	169.52	174.92	169.52	149.33	114.34	64.57	12.12	0
Mom Domin CV+Imp por Vía (t-m)	0	14.42	75.88	131.85	167.9	188.62	191.71	188.62	167.9	131.85	75.88	14.42	0
Mom CV+Imp por Viga INT (t-m)	0	9.21	48.48	84.24	107.27	120.51	122.49	120.51	107.27	84.24	48.48	9.21	0
Mom CV+Imp por Viga EXT (t-m)	0	10.02	52.74	91.63	116.69	131.09	133.24	131.09	116.69	91.63	52.74	10.02	0

Cálculo de Momentos en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R# 4

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. ≥ 4 vigas

1 carril cargado


$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas

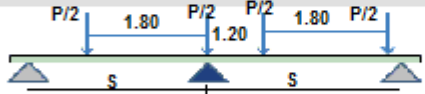
Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



$$FDM = \frac{P(S-0.9)}{S}$$

$m = 1.2$

Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Si $S \leq 3.0$ $FDM = \frac{3P(S-1)}{2S}$ $m=1.0$

Si $S > 3.0$ $FDM = \frac{P(2S-3)}{S}$ $m=1.0$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, t_s	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	17.5 m
FDM directo (1 carr carg)	0.478
FDM directo (≥ 2 carriles carg)	0.639
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.6389

Cálculo de Cortantes en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R.5

Consideraciones Estructurales

Factores de Distr Cortante en Vigas Interiores: Tabla 4.6.2.2.3a-1

Factores de Distr Cortante en Vigas Exteriores: Tabla 4.6.2.2.3b-1

Chequeo de FDV considerando Losa Rígida. Art 4.6.2.2d

(Vigas Exteriores)

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{e,xt}}{\Sigma x^2} \Sigma e$$

R: FDV NL: # Carriles
 Carg Nb: # Vigas Xext:
 Dist CG tablero a vigaext
 x: Dist CG tablero a o/viga
 e: exc carga a CG tablero

Ncarriles = 2

Nvigas = 4

S = 2 m

Lvol(eje) = 1 m

Lbord = 0.35 m

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Interiores

4 ó más vigas

$$FDV = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

1 carril cargado

$$FDV = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$$

2 ó más carriles cargados

3 vigas

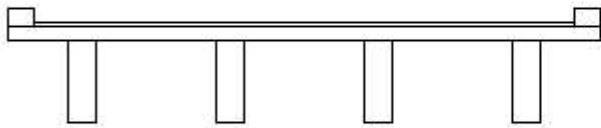
1 Carril Cargado

Ley de la Palanca FDVint(1c) = FDMint(1c)

2 Carriles Cargados

Ley de la Palanca FDVint(2c) = FDMint(2c)

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE POR CARGA VIVA



FDV_ext = 0.695

FDV_int = 0.721

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	17.5 m
FDV directo (1 carr carg)	0.623
FDV directo (>=2 carriles carg)	0.721
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDV, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Cort,FDV dominante absoluto	0.72062

CORTANTES POR CAMIÓN, TÁNDEM, CARRIL DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES (POR VÍA o CARRIL)

X (m)	0	0.3	1.75	3.5	5.25	7	8.75	10.5	12.25	14	15.75	17.2	17.5
Cort por Camión + Imp (t)	40.01	39.19	35.22	30.43	25.65	20.86	16.07	20.86	25.65	30.43	35.22	39.19	40.01
Cort por Tándem + Imp (t)	32.11	31.54	28.77	25.44	22.12	18.79	15.47	18.79	22.12	25.44	28.77	31.54	32.11
Cort por Carril Diseño (t)	9.01	8.7	7.21	5.41	3.61	1.8	0	1.8	3.6	5.41	7.21	8.7	9.01
Cort Camión + Imp + Carril (t)	49.02	47.89	42.43	35.84	29.25	22.66	16.07	22.66	29.25	35.84	42.43	47.89	49.02
Cort Tándem + Imp + Carril (t)	41.12	40.24	35.98	30.85	25.72	20.59	15.47	20.59	25.72	30.85	35.98	40.24	41.12
Cort Domin CV+Imp por Vía (t)	49.02	47.89	42.43	35.84	29.25	22.66	16.07	22.66	29.25	35.84	42.43	47.89	49.02
Cort CV+Imp por Viga INT (t)	35.33	34.51	30.58	25.83	21.08	16.33	11.58	16.33	21.08	25.83	30.58	34.51	35.33
Cort CV+Imp por Viga EXT (t)	34.07	33.29	29.49	24.91	20.33	15.75	11.17	15.75	20.33	24.91	29.49	33.29	34.07

Cálculo de Cortantes en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R.6

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Exteriores

4 ó más vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDVext(1c) = FDMext(1c)$

2 Carriles Cargados

$g = (e)g[int] = (e)FDV[int]$ $e = 0.6 + de / 3.0$
 $de = Lvol(eje) - Lbor$

3 vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDVext(1c) = FDMext(1c)$

2 Carriles Cargados


Ley de la Palanca $FDVext(2c) = FDMext(2c)$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	17.5 m
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	0.817 m
Factor Distr a Cortante int, g(int)	0.721
Fact Distr Cor, FDVext (2 carriles carg)	0.589
Fact Distr Cort, FDVext(2 carr carg) Ley Palanca	-
Fact Dist Cor,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Cor,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Cort, FDV dominante	0.695

VIGA INTERIOR

Cálculo de las Cargas Muertas en la Viga INTERIOR	
ÍTEM	Valor
Carga Peso Viga TE, DC(t-beam)	1.939 t/m
Carga Total Peso Bordillos y Barandas	0.72 t/m
Carga por c/Viga Peso Bord y Barandas (C&P&Bar)	0.18 t/m
Reacción a Viga Int R(DCvigaTE & C&P&Bar)	2.119 t/m
Ancho Efectivo Viga TE (b')	2 m
Reacción a Viga Int Pavimento R(DW)	0.22 t/m

ANÁLISIS POR CARGA DE LOSA Y PAVIMENTO

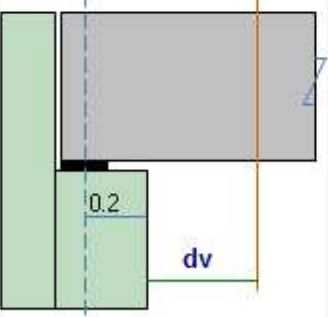


R(DCvigaTE & C&P&Bar) = 2.119 t/m
R(DW) = 0.22 t/m

VIGA INTERIOR: MOMENTOS Y CORTANTES POR C. MUERTA DC Y DW . M en t-m V en t													
X (m)	0	1.28	1.75	3.5	5.25	7	8.75	10.5	12.25	14	15.75	16.22	17.5
Mom C. DC1	0	21.999	29.205	51.92	68.146	77.881	81.126	77.881	68.146	51.92	29.207	21.999	0
Mom C. DC2	0	0.535	0.731	1.462	2.192	2.923	3.654	2.923	2.192	1.462	0.731	0.535	0
Mom C. DC TOT	0	22.534	29.936	53.382	70.338	80.804	84.78	80.804	70.338	53.382	29.938	22.534	0
Mom C. DW	0	2.284	3.032	5.39	7.074	8.085	8.422	8.085	7.074	5.39	3.032	2.284	0
Cort C. DC1	18.543	15.83	14.834	11.126	7.417	3.709	0	-3.709	-7.417	-11.126	-14.834	-15.83	-18.543
Cort C. DC2	1.253	0.418	0.418	0.418	0.418	0.418	0.418	-0.418	-0.418	-0.418	-0.418	-0.418	-1.253
Cort C. DC TOT	19.796	16.248	15.252	11.543	7.835	4.126	0.418	-4.126	-7.835	-11.543	-15.252	-16.248	-19.796
Cort C. DW	1.925	1.643	1.54	1.155	0.77	0.385	0	-0.385	-0.77	-1.155	-1.54	-1.643	-1.925

Sección Crítica a Cortante (AASHTO 5.8.3.2)

Cálculo de d_v (AASHTO 5.8.2.9)



Mayor de: $-0.9d_e$
 $-0.72h$

$d_e = h - \text{rec al centroide armadura}$
 $h = \text{Altura Total de la Viga}$

$d_v = 1.08 \text{ m}$

$x \text{ crit cort} = 1.28 \text{ m}$

CONSTANTE DE DISEÑO

RecubrConcr a Centroide ArmPr(cm)

10

CONVENCIÓN

C. DC1 = Carga Muerta por Losa, Viga, Bordillo, Baranda, Sobrespesor de losa

C. DC2 = Carga Muerta por Diafragmas o Riostras

C. DC TOT = DC1 + DC2

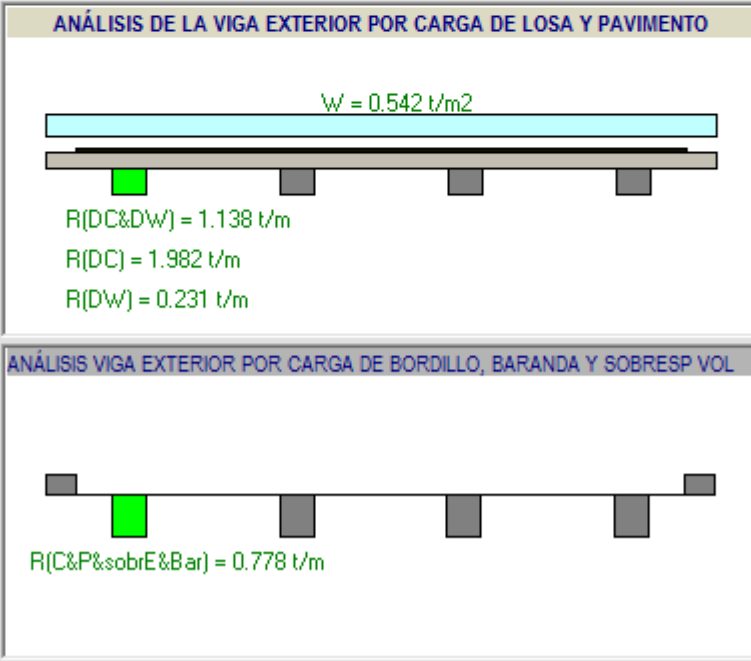
C. DW = Carga Muerta por Pavimento o Capa Rodadura

ANÁLISIS DE LAS VIGAS POR CARGA MUERTA

Vigas: R.7

VIGA EXTERIOR		Carga Muerta en la Viga. Bordoillo o Parapeto y SobreEsp Volado	
ITEM	Valor	ITEM	Valor
Carga Muerta en la Viga: Losa y Pavimento. Peso por la Viga		Carga Muerta en la Viga. Bordoillo o Parapeto y SobreEsp Volado	
Carga por Losa Tablero, W(DC)	0.432 t/m ²	Carga Puntual por Bordoillo o Parap, W(C&P)	0.36 t/m
Carga por Capa Rodadura W(DW)	0.11 t/m ²	Brazo C.Punt Bord o Parap	0.175 m
Carga W = W(DC) + W(DW)	0.542 t/m ²	Carga Punt por SobrEspesor Volado	0 t/m
Resolución de la Viga Continua		Brazo C.Punt SobreEspesor Volado	0.533 m
Reacción Lineal a Viga Exterior R(DC&DW)	1.138 t/m	Carga Punt por Baranda	0.15 t/m
Peso de la Viga propiamente dicha		Brazo C.Punt por Baranda	0 m
Reacción Lineal a Viga Ext R(P.P.Viga)	1.075 t/m	Resolución de la Viga Continua	
Reacción Lineal Viga Ext R(DC incluy P.P.vig)	1.982 t/m	Reacción Lineal a Viga Exterior R(C&P&sobrE&Bar)	0.778 t/m
Reacción Lineal a Viga Ext R(DW)	0.231 t/m		

VIGA EXTERIOR: MOMENTOS Y CORTANTES POR C. MUERTA DC Y DW . M en t-m V en t													
X (m)	0	1.28	1.75	3.5	5.25	7	8.75	10.5	12.25	14	15.75	16.22	17.5
Mom C. DC1	0	20.58	27.32	48.57	63.75	72.85	75.89	72.85	63.75	48.57	27.32	20.58	0
Mom C. DC2	0	0.27	0.37	0.73	1.1	1.46	1.83	1.46	1.1	0.73	0.37	0.27	0
Mom C. DC TOT	0	20.85	27.69	49.3	64.84	74.31	77.72	74.31	64.84	49.3	27.69	20.85	0
Mom C. DW	0	2.4	3.18	5.66	7.43	8.49	8.84	8.49	7.43	5.66	3.18	2.4	0
Cort C. DC1	17.35	14.81	13.88	10.41	6.94	3.47	0	-3.47	-6.94	-10.41	-13.88	-14.81	-17.35
Cort C. DC2	0.63	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.21	-0.63
Cort C. DC TOT	17.97	15.02	14.09	10.62	7.15	3.68	0.21	-3.68	-7.15	-10.62	-14.09	-15.02	-17.97
Cort C. DW	2.02	1.73	1.62	1.21	0.81	0.4	0	-0.4	-0.81	-1.21	-1.62	-1.73	-2.02



DISEÑO DE LAS VIGAS A FLEXIÓN Y CORTANTE

Vigas: R.10

VIGA EXTERIOR : FLEXION

Secc Crítica:	C.L. = 8.75 m	b = 2 m
M(DC) =	77.72 t-m	h = 1.3 m
M(DW) =	8.84 t-m	d = 1.2 m
M(LL + IM) =	133.242 t-m	Mu = 343.58 t-m

RESULTADOS DE DISEÑO

k	119.3 t/m ²
Cuantía de Acero Rho	0.0032
Área de Acero, As	77.98 cm ²
Armadura Sugerida	16 # 8
Área Real de Acero	81.07 cm ²
Posición EjeNeut, a	6.88 cm

$$Mu = 1 [1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}]$$

VIGA INTERIOR : FLEXIÓN

Secc Crítica:	C.L. = 8.75 m	b = 2 m
M(DC) =	84.78 t-m	h = 1.3 m
M(DW) =	8.42 t-m	d = 1.2 m
M(LL + IM) =	122.487 t-m	Mu = 332.96 t-m

RESULTADOS DE DISEÑO

k	115.61 t/m ²
Cuantía de Acero Rho	0.0031
Área de Acero, As	75.5 cm ²
Armadura Sugerida	15 # 8
Área Real de Acero	76.01 cm ²
Posición EjeNeut, a	6.66 cm

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

VIGA EXTERIOR : CORTANTE

Secc Crítica:	1.28 m	b = 0.4 m
V(DC) =	15.02 t	h = 1.3 m
V(DW) =	1.73 t	d = dv = 1.08 m
V(LL + IM) =	30.77 t	Vu = 75.21 t

RESULTADOS DE DISEÑO

Mod Acero Es	2.0E6 kg/cm ²	Vn	83.57 t
As (C.L.)	81.07 cm ²	Vs	22.6 t
ε	0.00066	Av coloc.	2.53 cm ²
θ	31.3 grados	Sep Flej S	0.84 m
β	3.21 grados	Av mín	3.5 cm ²
Vc	60.97 t	vu	193.45 t/m ²
		Smáx	0.12 m

$$Vu = 1 [1.25V_{DC} + 1.5V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}]$$

VIGA INTERIOR : CORTANTE

Secc Crítica:	1.28 m	b = 0.4 m
V(DC) =	16.25 t	h = 1.3 m
V(DW) =	1.64 t	d = dv = 1.08 m
V(LL + IM) =	31.91 t	Vu = 78.61 t

RESULTADOS DE DISEÑO

Mod Acero Es	2.0E6 kg/cm ²	Vn	87.35 t
As (C.L.)	76.01 cm ²	Vs	36.87 t
ε	0.00107	Av coloc.	2.53 cm ²
θ	32.75 grados	Sep Flej S	0.48 m
β	2.66 grados	Av mín	2.03 cm ²
Vc	50.48 t	vu	202.19 t/m ²
		Smáx	0.12 m

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

DISEÑO DE LAS VIGAS A FLEXIÓN Y CORTANTE

Vigas: R.11

Constantes de Diseño para las Vigas del Tablero	
Resistencia Mínima del Concreto F'_c (kg/cm ²)	280 ▼
Límite de Fluencia del Acero, F_y (kg/cm ²)	4200 ▼
Usar Diámetro Varillas en milímetros o en pulgadas	pulg ▼
Diámetro Mín a usar en Acero Longitudinal Ppal, #	8 ▼
Diámetro Mínimo a usar para Acero Flejes, #	4 ▼
Diámetro Mín. a usar para Acero Long Secundar, #	4 ▼
Sep. Máx para Flejes Zona Apoyos (Criter.Usuario) (m)	0.12 ▼
Sep.Vert. Máx Varillas Secund Long (Criter.Usuario) (m)	0.25 ▼

INFORMACIÓN PRELIMINAR PARA DISEÑO A CORTANTE

Esquemas Secc Crítica

Cálculo de V y M por Camión de Diseño en la Secc Crítica

Cálculo de V y M por Tándem de Diseño en la Secc Crítica

Cálculo de V y M por Carril de Diseño en la Secc Crítica

x crit cort = 1.28 m

V - M por CViva

CORTANTES POR C VIVA EN LA SECC CRITICA DE CORTANTE

X (m)	1.28
Cortante por Camión + Imp (t)	36.53
Cortante por Tándem + Imp (t)	29.68
Cortante por Carril Diseño (t)	7.74
Cortante Camión + Imp + Carril (t)	44.28
Cortante Tándem + Imp + Carril (t)	37.42
Cortante Domin CV+Imp por Vía (t)	44.28
Cortante CV+Imp por Viga INT (t)	31.91
Cortante CV+Imp por Viga EXT (t)	30.77

MOMENTOS POR C VIVA EN LA SECC CRITICA DE CORTANTE

X (m)	1.28
Momento por Camión + Imp (t-m)	46.76
Momento por Tándem + Imp (t-m)	37.99
Momento por Carril Diseño (t-m)	9.91
Momento Camión + Imp + Carril (t-m)	56.67
Momento Tándem + Imp + Carril (t-m)	47.9
Momento Domin CV+Imp por Vía (t-m)	56.67
Momento CV+Imp por Viga INT (t-m)	33.35
Momento CV+Imp por Viga EXT (t-m)	0

Ecuaciones

$V_R = \emptyset V_N \quad V_N = V_C + V_S$
 $V_N = 0.25f'_c b_v d_v \quad vu = |Vu| / (\emptyset b_v d_v) \quad \text{Art 5.8.3.3-2}$
 $\epsilon = \left(\frac{Mu}{dv} + Vu \right) / (Es As) \quad \text{Def Unit a Tracc} \quad \text{Art 5.8.3.4.2-4}$
 $S = f_y dv Av (\cot \theta + \cot \alpha) \text{sen} \alpha / Vs \quad \text{Art 5.8.3.3-4}$
 $V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad \text{Art 5.8.3.3-3}$
 $\theta = 29 + 3500 \epsilon_s \quad \alpha = 90^\circ \quad \text{Art 5.8.3.4.2-3}$
 $\beta = 4.8 / (1 + 750 \epsilon_s) \quad \text{Art 5.8.3.4.2-1}$
 $Av \geq (0.083 b_v S / f_y) \sqrt{f'_c} \quad \text{Art 5.8.3.3-3}$
 Si $vu \leq 0.125f'_c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.8 dv \leq 0.6 m \quad \text{Art 5.8.2.7-1}$
 Si $vu > 0.125f'_c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.4 dv \leq 0.3 m \quad \text{Art 5.8.2.7-2}$

V - M por CMuerta

SOLIC POR C MUERTA EN LA SECC CRITICA DE CORT. V EXT

X (m)	1.28
Mom C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	20.58
Mom Carga por Diafragmas o Riostras	0.27
Mom C. DC TOT	20.85
Mom C. Pavimento o Rodadura	2.4
Cort C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	14.81
Cort Carga por Diafragmas o Riostras	0.21
Cort C. DC TOT	15.02
Cort C. Pavimento o Rodadura	1.73

SOLIC POR C MUERTA EN LA SECC CRITICA DE CORT. V INT

X (m)	1.28
Mom C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	22
Mom Carga por Diafragmas o Riostras	0.53
Mom C. DC TOT	22.53
Mom C. Pavimento o Rodadura	2.28
Cort C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	15.83
Cort Carga por Diafragmas o Riostras	0.42
Cort C. DC TOT	16.25
Cort C. Pavimento o Rodadura	1.64

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA EXTERIOR

Vigas: R.13

Arm. Retracc, Superf, Long

Chequeo. Armaduras: Retracción, Superficial, Longitudinal

Ecuaciones	Armadura de Retracc																
<p>Arm Retracción Art 5.10.8</p> $A_s \geq \frac{0.075bh}{2(b+h)f_y}$ <p>Armadura de Superficie. Art 5.7.3.4</p> <p>A_{sk} = Área de Refuerzo Superficial</p> <p>$A_{SK} \geq 0.001(d_c - 760) \leq A_s/1200$</p> <p>Armadura Longitudinal. Art 5.8.3.5</p> <p>Se debe verificar que: F en C.L. $\leq A_{s_{C.L.}} f_y$ (Art 5.8.3.5 - 1)</p> $A_{ps} f_{ps} + A_y f_y \geq \mu_u / (d_v \phi_f) + \frac{0.50 N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5 V_s \right) \cot \theta$ <p>Se debe verificar que en apoyos, el refuerzo long de tracción por flexión satisfaga:</p> $A_{ps} f_{ps} + A_y f_y \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5 V_s \right) \cot \theta \quad (\text{Art 5.8.3.5 - 2})$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>b = 0.4 m</td><td></td></tr> <tr><td>h = 1.12 m</td><td></td></tr> <tr><td>Acero por Retracc y Frag :</td><td style="text-align: right;">2.63 cm² / cara / m</td></tr> <tr><td>Armadura Sugerida</td><td style="text-align: right;">1 # 4 @ 0.25 m / cara</td></tr> </table> <p style="text-align: center;">Armadura Superficial</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>de = 1.2 m</td><td></td></tr> <tr><td>Armad C.L. = 16 # 8</td><td></td></tr> <tr><td>Armad de Superficie, Ask</td><td style="text-align: right;">4.4 cm² / m</td></tr> <tr><td>Armadura Ask Sugerida</td><td style="text-align: right;">1 # 4 @ 0.3 c / cara</td></tr> </table>	b = 0.4 m		h = 1.12 m		Acero por Retracc y Frag :	2.63 cm ² / cara / m	Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara	de = 1.2 m		Armad C.L. = 16 # 8		Armad de Superficie, Ask	4.4 cm ² / m	Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.3 c / cara
b = 0.4 m																	
h = 1.12 m																	
Acero por Retracc y Frag :	2.63 cm ² / cara / m																
Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara																
de = 1.2 m																	
Armad C.L. = 16 # 8																	
Armad de Superficie, Ask	4.4 cm ² / m																
Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.3 c / cara																
<p style="text-align: center;">Arm Longitudinal</p> <p style="text-align: center;">CHEQUEO EN C.L. (V = 0) . Art 5.8.3.5-1</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>dv = 1.08 m</td> <td>ϕ 0.9</td> <td>Mu = 343.58 t-m</td> <td>As = 81.07 cm²</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Fza Requer(Tracc) = 353.48 t</td> <td>Fza Resist(Tracc) = 340.51 t</td> </tr> </table> <p>Diagnóstico: Alargue ArmFlex: 1.78 m/lado</p> <p style="text-align: center;">CHEQUEO EN ZONA APOYOS . Art 5.8.3.5-2</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Mcr (Mmín)</td> <td>97.49 t-m</td> <td>Mu (343.58) > Mcr (97.49) t-m</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Arm para Mcr(Mmín)</td> <td style="text-align: right;">21.66 cm²: 5 # 8</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión</td> <td style="text-align: right;">118.84 t</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Arm Long Req ZonaApys --> Resisir la Fza</td> <td style="text-align: right; background-color: #e0ffe0;">6 # 8 z. apoyos</td> </tr> </table>	dv = 1.08 m	ϕ 0.9	Mu = 343.58 t-m	As = 81.07 cm ²	Fza Requer(Tracc) = 353.48 t	Fza Resist(Tracc) = 340.51 t	Mcr (Mmín)	97.49 t-m	Mu (343.58) > Mcr (97.49) t-m	Arm para Mcr(Mmín)	21.66 cm ² : 5 # 8	Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	118.84 t	Arm Long Req ZonaApys --> Resisir la Fza	6 # 8 z. apoyos	Empty space for diagrams or additional calculations	
dv = 1.08 m	ϕ 0.9	Mu = 343.58 t-m	As = 81.07 cm ²														
Fza Requer(Tracc) = 353.48 t	Fza Resist(Tracc) = 340.51 t																
Mcr (Mmín)	97.49 t-m	Mu (343.58) > Mcr (97.49) t-m															
Arm para Mcr(Mmín)	21.66 cm ² : 5 # 8																
Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	118.84 t																
Arm Long Req ZonaApys --> Resisir la Fza	6 # 8 z. apoyos																

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA EXTERIOR

Vigas: R.12

Revisión Refuerzo

Viga Exterior: Revisión Refzo Art 5.10.3

Aceros Principales en C.L.: **16 # 8**

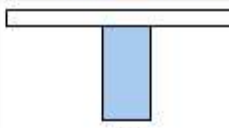
Sep Mín Var Princ Cond 1	1.5(DVar) , 3.8 cm	3.81 cm
Sep Mín Var Princ Cond 2	1.5T am Máx Agreg	2.858 cm
Sep. Libre Horiz Mín. entre Var.		3.81 cm
Sep Mín Vert entre Filas	1DVar , 2.5 cm	2.54 cm

Distribución de la Armadura en el C.L.

NVar = (bv+sep.min-2Dflej-0.08) / (DiamVar+sep.min) [1fila]	6
Número de Filas Requerido	3
Posición Yr del Centroides de las Barras respecto a fibra inf	0.059 m
Yr supuesto	0.1 m

Diagnóstico: **O.K. Recubr**

Viga Exterior: Chequeo de Secc Simple



Se debe chequear la viga como sección simple ANTES de que trabaje monolítica con la losa
 b: Ancho bw de la viga
 h: Altura de la viga Sin la losa
 Recubr : Recubrim equivalente verificado

Cargas:
 C. Muerta: Wpp de la Viga
 Wpp de la Losa
 C. Viva : 100 kg/m2 por peso de obreros y equipos de construcción

SECCIÓN	
b = 0.4 m	
h = 1.12 m	
d = 1.02 m	
CARGAS	
Wd = 2.016 t/m	
Wl = 0.2 t/m	
MU (EST LÍM RES I)	
Mu(ss) = 109.87 t-m	

k	264 t/m2
Cuántía Acero Rho	0.00748
Área Acero As req	30.51 cm2
Área Acero Disponib	81.07 cm2
Diagnóstico	OK Secc Simple

Viga Exterior: Refuerzo Mínimo . Art 5.7.3.3.2

Cálculos

Acero Principal a Flexión, As en C.L.	81.07 cm2
Módulo Secc Simple Snc	0.0836 m3
Módulo Secc Compuesta Sc	0.1555 m3

Mód Rot, fr	328.07 t/m2	γ1	1.6	γ3	0.75
-------------	-------------	----	-----	----	------

Wpp(snc)	1.075 t/m	Wlosa	0.864 t/m	Mdnc	74.24 t-m
----------	-----------	-------	-----------	------	-----------

Momento de Fisuración o Agrietam, Mcr	97.49 t-m
Momento Mu en C.L.	343.58 t-m

Diagnóstico: **Mu > Mcr . OK**

Ecuaciones

$$As \rightarrow \begin{cases} Mr \\ \text{el menor de} \\ Mcr \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} 1.33 Mu \\ Mcr \end{array} \right\} \text{ Art 5.7.3.3.2}$$

$$M_{CR} = \gamma_3 \left[\gamma_1^2 f_R S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad 3.3.2-1$$

$\gamma_1 = 1.6$
 $\gamma_3 = 0.75$
 $M_{dnc}(S_{simple}) = (Wp.p. + Wlosa) * L^2 / 8$
 $f_R = 0.62 \sqrt{f_c}$
 Snc = Mód de la Secc Simple resp a fibra inf
 Sc = Mód de la Secc Compuesta resp a fibra inf

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA EXTERIOR

Vigas: R.15

Deformaciones de la Viga

Chequeo. Deformaciones de la Viga . Art 5.5.3

Ecuaciones WD

$$I_e = \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

DEFLEXIONES POR CARGA MUERTA

I_e = Mom de Inercia Efectivo
 M_a = Mom máx en la viga en instante del cálculo de la deform
 I_g = Mom de Inercia de la sección bruta de concreto
 I_{cr} = Mom de Inercia de la sección fisurada de concreto
 M_{CR} = Momento de Fisuración $M_{CR} = f_r \frac{I_g}{y_t}$ $f_r = 0.62 \sqrt{f'_c}$

$\delta_{m\acute{a}x}$ = Deflexión Máxima por Cargas Permanentes

$$\delta_i \rightarrow \delta_{m\acute{a}x} \quad \delta_{m\acute{a}x} = \frac{5W_{DC+DW}L^4}{384EI_e}$$

$\delta_{FINAL} = (3 - 1.2 \frac{A's}{As}) \delta_i$ δ_{FINAL} = Deflex a Largo Plazo
 $\delta_{FINAL} > 1.6 \delta_i$

Contraflecha = $\delta_i + \delta_{FINAL}$

Ecuaciones WL

DEFLEXIONES POR CARGA VIVA

Deflex CV → Deflex Carril Diseño + Deflex por Camión Diseño

$$\delta_{carril\ diseño} = \frac{5W_{carril}L^4}{384EI_e}$$

Deflexión por Camión de Diseño

Máx Deflexión con el eje central del Camión en C.L. de la Viga

$$Y = \frac{X}{48EI_e}(3L^2 - 4X^2) \quad L \text{ de Influencia de la Deflexión en C.L.}$$

Cálculos WD

M(DC)	77.72 t-m	M(DW)	8.84 t-m
Ma	86.56 t-m	Ec	2487006.23 t/m ²
fr	328.07 t/m ²	Ig	0.13214 m ⁴
yt	0.85 m	Mcr	51.02 t-m

Mom De Inercia Efectivo, Ie	0.12103 m ⁴
W(DC+DW)	2.99 t/m
Deflex Instantánea, di	0.01214 m
Deflex a Largo Plazo (Final)	0.036 m
Contraflecha	0.04855 m

Cálculos WL

Wcarril 1.03 t/m dmáx Wcarr 0.00418 m

DEFLEXION DE LA VIGA EN C.L. BAJO EJES CAMIÓN DIS.

Dist X (m)	4.45	8.75	13.05	Σ
Desplaz Y (m)	0.00026	0.00037	0.00026	
Carga de Eje (t)	16	16	4	
(Carga Eje) x Y	0.00414	0.00593	0.00103	0.01111

Deflexión Y (L.I.) 0.01111 m Fact Distribuc 0

Ycamión dis (incluy Amplif Dinám) 0.01477 m

Deflexión Total Carril + Camión 0 m = 0 cm

Deflex Lím Recomendada L/800 0.02188 m = 2.19 cm

Diagnóstico: OK. Deflx C.Viva <= Deflx Límite

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA EXTERIOR

Vigas: R.14

Control de Agrietamiento

Ecuaciones	Cálculos																										
$s < \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$ <small>Art 5.7.3.4-1</small>																											
$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$																											
$\gamma_e = \text{Factor de exp.} = 1$																											
$d_c = \text{Esp Recubr. Concreto desde extr tracc}$																											
$f_{ss} = \text{Esf Tracc en Acero Refzo (Est Lím Serv)}$																											
$M_s = M_{DC} + M_{DW} + M_{(LL+IM)}$																											
$n = \frac{E_s}{E_c} \quad b x \frac{x}{2} = nAs(d-x) \quad jd = d-x/3$ <small>(tomando Mom resp E.N.)</small>																											
$I = bx^3 + nAs(d-x)^2$																											
$f_{ss} = M_s / (jdAs)$																											
		<table border="1"> <tr> <td>dc</td> <td>0.025 m</td> </tr> <tr> <td>γe</td> <td>1.0</td> </tr> <tr> <td>β</td> <td>1.028</td> </tr> <tr> <td>n</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>nAs</td> <td>0.06486 m²</td> </tr> <tr> <td>Ms</td> <td>219.8 t-m</td> </tr> <tr> <td>jd</td> <td>1.115 m</td> </tr> </table> <table border="1"> <tr> <td>Brazo X</td> <td>0.254 m</td> </tr> <tr> <td>Inerc Secc Transf, I</td> <td>0.11817 m⁴</td> </tr> </table> <table border="1"> <tr> <td>Esf act sobre acero de refuerzo, fss</td> <td>24309.74 t/m²</td> </tr> <tr> <td>s, sep real varillas capa más cercana fibra inf.</td> <td>4.44 cm</td> </tr> <tr> <td>Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)</td> <td>44.12 cm</td> </tr> </table> <table border="1"> <tr> <td>Diagnóstico:</td> <td>OK Sep < SepLím (Art 5.7.3.4-1)</td> </tr> </table>	dc	0.025 m	γe	1.0	β	1.028	n	8	nAs	0.06486 m ²	Ms	219.8 t-m	jd	1.115 m	Brazo X	0.254 m	Inerc Secc Transf, I	0.11817 m ⁴	Esf act sobre acero de refuerzo, fss	24309.74 t/m ²	s, sep real varillas capa más cercana fibra inf.	4.44 cm	Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)	44.12 cm	Diagnóstico:
dc	0.025 m																										
γe	1.0																										
β	1.028																										
n	8																										
nAs	0.06486 m ²																										
Ms	219.8 t-m																										
jd	1.115 m																										
Brazo X	0.254 m																										
Inerc Secc Transf, I	0.11817 m ⁴																										
Esf act sobre acero de refuerzo, fss	24309.74 t/m ²																										
s, sep real varillas capa más cercana fibra inf.	4.44 cm																										
Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)	44.12 cm																										
Diagnóstico:	OK Sep < SepLím (Art 5.7.3.4-1)																										

Chequeo 5 . Diseño para Fatiga . Art 5.5.3

Ecuaciones	Cálculos																												
Factor de Distr Mom: Factor para un Carril Carg / 1.2 (sin factor m) IM: 15% Camión de Diseño.: Camión de Norma Dist Eje Trasero 9m (30ft) $M_{FATIGA} = 1(1.5M_{(LL+IM)})$ $(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33 \cdot f_{min} \quad (5.5.3.2-1)$ $\Delta f = \text{Intervalo esf CV por carga fatiga (Art 3.6.1.4)}$ $(\Delta F)_{TH} = \text{Umbral fatiga de amplitud const Art 5.5.3.2. (2 al 4)}$ $\gamma = 1.5 \quad (\text{tabla 3.4.1 - 1}) \quad \text{Esfzo Adm Tracc} = 0.25 \sqrt{f'_c}$ $f_{min} = M_{permanentes} / (jdAs)$ $f_{m\acute{a}x} = (M_{permanentes} + M_{fatiga}) / (jdAs)$ $\Delta f = f_{m\acute{a}x} - f_{min}$ Se debe verificar: $\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH}$	<table border="1"> <tr> <td>Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por carril)</td> <td>83.28 t-m</td> </tr> <tr> <td>Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2</td> <td>0.575</td> </tr> <tr> <td>Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por viga)</td> <td>55.07 t-m</td> </tr> <tr> <td>M(DC) =</td> <td>77.72 t-m</td> </tr> <tr> <td>M(DW) =</td> <td>8.84 t-m</td> </tr> <tr> <td>M(DC+DW+LL+IM[fatiga])</td> <td>141.63 t-m</td> </tr> <tr> <td>Mód Elástico de la Sección, W</td> <td>0.15553 m³</td> </tr> <tr> <td>Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)</td> <td>910.64 t/m²</td> </tr> <tr> <td>Esf Adms tracción</td> <td>EsfAdm = 132.29 t/m² < 910.64 Fisura</td> </tr> </table> Verificación de Esfuerzos Sección Fisurada <table border="1"> <tr> <td>Esf fmin(perm)</td> <td>9573.32 t/m²</td> <td>fmax(per+fat)</td> <td>15663.89 t/m²</td> </tr> <tr> <td>Delta Esf *1.5</td> <td>9135.86 t/m²</td> <td>Delta Límite</td> <td>13440.8 t/m²</td> </tr> </table> <table border="1"> <tr> <td>Art 5.5.3.1-1 Diagnóstico:</td> <td>OK, Esf por C.V, Fatiga < Esf Lím</td> </tr> </table>	Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por carril)	83.28 t-m	Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.575	Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por viga)	55.07 t-m	M(DC) =	77.72 t-m	M(DW) =	8.84 t-m	M(DC+DW+LL+IM[fatiga])	141.63 t-m	Mód Elástico de la Sección, W	0.15553 m ³	Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)	910.64 t/m ²	Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 910.64 Fisura	Esf fmin(perm)	9573.32 t/m ²	fmax(per+fat)	15663.89 t/m ²	Delta Esf *1.5	9135.86 t/m ²	Delta Límite	13440.8 t/m ²	Art 5.5.3.1-1 Diagnóstico:	OK, Esf por C.V, Fatiga < Esf Lím
Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por carril)	83.28 t-m																												
Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.575																												
Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por viga)	55.07 t-m																												
M(DC) =	77.72 t-m																												
M(DW) =	8.84 t-m																												
M(DC+DW+LL+IM[fatiga])	141.63 t-m																												
Mód Elástico de la Sección, W	0.15553 m ³																												
Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)	910.64 t/m ²																												
Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 910.64 Fisura																												
Esf fmin(perm)	9573.32 t/m ²	fmax(per+fat)	15663.89 t/m ²																										
Delta Esf *1.5	9135.86 t/m ²	Delta Límite	13440.8 t/m ²																										
Art 5.5.3.1-1 Diagnóstico:	OK, Esf por C.V, Fatiga < Esf Lím																												

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA INTERIOR

Vigas: R.16

Revisión Refuerzo

Revisión Refzo Art 5.10.3

Acero Principal en C.L.: **15 # 8**

Sep Mín Var Princ Cond 1	1.5(DVar) , 3.8 cm	3.81 cm
Sep Mín Var Princ Cond 2	1.5Tam Máx Agreg	2.858 cm
Sep. Libre Horiz Mín. entre Var.		3.81 cm
Sep Mín Vert entre Filas	1DVar , 2.5 cm	2.54 cm

Distribución de la Armadura en el C.L.

NVar = (bv+sep.min-2Dflej-0.08) / (DiamVar+sep.min) [1fila] **6**

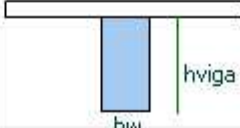
Número de Filas Requerido **3**

Posición Yr del Centroido de las Barras respecto a fibra inf **0.056 m**

Yr supuesto **0.1 m**

Diagnóstico: **O.K. Recubr**

Chequeo de Secc Simple



Se debe chequear la viga como sección simple ANTES de que trabaje monolítica con la losa
b: Ancho bw de la viga
h: Altura de la viga Sin la losa
Recubr : Recubrim: equivalente verificado

Cargas:
C. Muerta: Wpp de la Viga
Wpp de la Losa
C. Viva : 100 kg/m2 por peso de obreros y equipos de construcción

SECCIÓN	
b = 0.4 m	
h = 1.12 m	
d = 1.02 m	
CARGAS	
W/d = 2.016 t/m	
Wl = 0.2 t/m	
MU (EST LÍM RES I)	
Mu(ss) = 109.87 t-m	

k	264 t/m2
Cuantía Acero Rho	0.00748
Area Acero As req	35.89 cm2
Área Acero Disponib	76.01 cm2
Diagnóstico	OK Secc Simple

Refuerzo Mínimo . Art 5.7.3.3.2

Cálculos

Acero Principal a Flexión, As en C.L.	76.01 cm2
Módulo Secc Simple Snc	0.0836 m3
Módulo Secc Compuesta Sc	0.1555 m3

Mód Rot. fr	328.07 t/m2	γ_1	1.6	γ_3	0.75
-------------	-------------	------------	-----	------------	------

Wpp(snc)	1.075 t/m	Wlosa	0.864 t/m	Mdnc	74.24 t-m
----------	-----------	-------	-----------	------	-----------

Momento de Fisuración o Agrietam, Mcr	97.49 t-m
Momento Mu en C.L.	332.96 t-m

Diagnóstico: **Mu > Mcr . OK**

Ecuaciones

$As \rightarrow \begin{cases} Mr \\ \text{el menor de } M_{cr} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} 1.33 Mu \\ M_{cr} \end{array} \right\}$ Art 5.7.3.3.2

$M_{CR} = \gamma_3 [\gamma_1^2 f_R S_c - M_{dcn} (\frac{S_c}{S_{nc}} - 1)]$ Art 5.7.3.3.2-1

$\gamma_1 = 1.6$ Art 5.7.3.3.2
 $\gamma_3 = 0.75$

$M_{dm}(Ssimple) = (Wp.p. + Wlosa) \times L^2 / 8$
 $f_R = 0.62 \sqrt{f'_c}$ Art 5.4.2.6

Snc = Mód de la Secc Simple resp a fibra inf
Sc = Mód de la Secc Compuesta resp a fibra inf

Arm. Retracc, Superf, Long

Chequeo. Armaduras: Retracción, Superficial, Longitudinal																	
<p style="text-align: center;">Ecuaciones</p> <p>Arm Retracción Art 5.10.8 Armadura de Superficie. Art 5.7.3.4</p> $A_s \geq \frac{0.075bh}{2(b+h)f_y}$ <p>A_{sk} = Área de Refuerzo Superficial $A_{sk} \geq 0.001(d_c - 760) \leq A_s/1200$</p> <p>Armadura Longitudinal. Art 5.8.3.5</p> <p>Se debe verificar que: F en C.L. $\leq A_{sCL} f_y$ (Art 5.8.3.5 - 1)</p> $A_{ps} f_{ps} + A_y f_y \geq \frac{M_u}{(d_v \phi_f)} + \frac{0.50 N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5 V_s \right) \cot \theta$ <p>Se debe verificar que en apoyos, el refuerzo long de tracción por flexión satisfaga:</p> $A_{ps} f_{ps} + A_y f_y \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5 V_s \right) \cot \theta \quad (\text{Art 5.8.3.5 - 2})$	<p style="text-align: center;">Armadura de Retracc</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>b = 0.4 m</td><td></td></tr> <tr><td>h = 1.12 m</td><td></td></tr> <tr><td>Acero por Retracc y Frag :</td><td>2.63 cm² / cara / m</td></tr> <tr><td>Armadura Sugerida</td><td>1 # 4 @ 0.25 m / cara</td></tr> </table> <p style="text-align: center;">Armadura Superficial</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>de = 1.2 m</td><td></td></tr> <tr><td>Armado C.L. = 16 # 8</td><td></td></tr> <tr><td>Armado de Superficie, Ask</td><td>4.4 cm² / m</td></tr> <tr><td>Armadura Ask Sugerida</td><td>1 # 4 @ 0.3 c / cara</td></tr> </table>	b = 0.4 m		h = 1.12 m		Acero por Retracc y Frag :	2.63 cm ² / cara / m	Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara	de = 1.2 m		Armado C.L. = 16 # 8		Armado de Superficie, Ask	4.4 cm ² / m	Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.3 c / cara
b = 0.4 m																	
h = 1.12 m																	
Acero por Retracc y Frag :	2.63 cm ² / cara / m																
Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara																
de = 1.2 m																	
Armado C.L. = 16 # 8																	
Armado de Superficie, Ask	4.4 cm ² / m																
Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.3 c / cara																
<p style="text-align: center;">Armadura Longitudinal</p> <p style="text-align: center;">CHEQUEO EN C.L. (V = 0) . Art 5.8.3.5-1</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>dv = 1.08 m</td> <td>ϕ 0.9</td> <td>Mu = 332.96 t-m</td> <td>As = 76.01 cm²</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Fza Requer(Tracc) = 342.55 t</td> <td>Fza Resist(Tracc) = 319.23 t</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">Diagnóstico: Alargue ArmFlex: 1.68 m/lado</p> <p style="text-align: center;">CHEQUEO EN ZONA APOYOS . Art 5.8.3.5-2</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Mcr (Mmín) 97.49 t-m</td> <td>Mu (332.96) > Mcr (97.49) t-m</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Arm para Mcr(Mmín)</td> <td>21.66 cm²: 5 # 8</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión</td> <td>107.12 t</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Arm Long Req ZonaApys --> Resistir la Fza</td> <td style="background-color: #e8f5e9;">6 # 8 z. apoyos</td> </tr> </table>	dv = 1.08 m	ϕ 0.9	Mu = 332.96 t-m	As = 76.01 cm ²	Fza Requer(Tracc) = 342.55 t	Fza Resist(Tracc) = 319.23 t	Mcr (Mmín) 97.49 t-m	Mu (332.96) > Mcr (97.49) t-m	Arm para Mcr(Mmín)	21.66 cm ² : 5 # 8	Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	107.12 t	Arm Long Req ZonaApys --> Resistir la Fza	6 # 8 z. apoyos	Empty space for diagrams or additional calculations		
dv = 1.08 m	ϕ 0.9	Mu = 332.96 t-m	As = 76.01 cm ²														
Fza Requer(Tracc) = 342.55 t	Fza Resist(Tracc) = 319.23 t																
Mcr (Mmín) 97.49 t-m	Mu (332.96) > Mcr (97.49) t-m																
Arm para Mcr(Mmín)	21.66 cm ² : 5 # 8																
Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	107.12 t																
Arm Long Req ZonaApys --> Resistir la Fza	6 # 8 z. apoyos																

Deformaciones de la Viga

Chequeo. Deformaciones de la Viga . Art 5.5.3

Ecuaciones WD

$$I_e = \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

DEFLEXIONES POR CARGA MUERTA

I_e = Mom de Inercia Efectivo
 M_a = Mom máx en la viga en instante del cálculo de la deform
 I_g = Mom de Inercia de la sección bruta de concreto
 I_{cr} = Mom de Inercia de la sección fisurada de concreto
 M_{CR} = Momento de Fisuración $M_{CR} = f_r \frac{I_g}{y_t}$ $f_r = 0.62 \sqrt{f'_{rc}}$

$\delta_{m\acute{a}x}$ = Deflexión Máxima por Cargas Permanentes

$$\delta_i \rightarrow \delta_{m\acute{a}x} \quad \delta_{m\acute{a}x} = \frac{5W_{DC+DW}L^4}{384EI_e}$$

$\delta_{FINAL} = (3 \cdot 1.2 \frac{A's}{As}) \delta_i$ δ_{FINAL} = Deflex a Largo Plazo
 $\delta_{FINAL} > 1.6\delta_i$

Contraflecha = $\delta_i + \delta_{FINAL}$

Ecuaciones WL

DEFLEXIONES POR CARGA VIVA

Deflex CV → Deflex Carril Diseño + Deflex por Camión Diseño

$$\delta_{carril\ diseño} = \frac{5W_{carril}L^4}{384EI_e}$$

Deflexión por Camión de Diseño

Máx Deflexión con el eje central del Camión en C.L. de la Viga

$$Y = \frac{X}{48EI_e} (3L^2 - 4X^2) \quad L \text{ de Influencia de la Deflexión en C.L.}$$

Cálculos WD

M(DC)	77.72 t-m	M(D'W)	8.84 t-m
Ma	93.2 t-m	Ec	2487006.23 t/m ²
fr	328.07 t/m ²	Ig	0.13214 m ⁴
yt	0.85 m	Mcr	51.02 t-m

Mom De Inercia Efectivo, Ie	0.11578 m ⁴
W(DC+D'W)	2.34 t/m
Deflex Instantánea, di	0.00992 m
Deflex a Largo Plazo (Final)	0.03 m
Contraflecha	0.03968 m

Cálculos WL

Wcarril 1.03 t/m dmáx Wcarr 0.00437 m

DEFLEXION DE LA VIGA EN C.L. BAJO EJES CAMIÓN DIS.				
Dist X (m)	4.45	8.75	13.05	Σ
Desplaz Y (m)	0.00027	0.00039	0.00027	
Carga de Eje (t)	16	16	4	
(Carga Eje) x Y	0.00432	0.0062	0.00108	0.01161

Deflexión Y (L.I.) 0.01161 m Fact Distribuc 0.5885

Ycamión dis (incluy Amplif Dinám) 0.01544 m

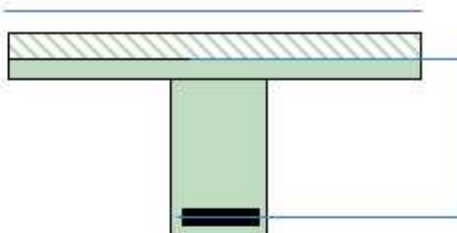
Deflexión Total Carril + Camión 0.01166 m = 1.17 cm

Deflex Lím Recomendada L/800 0.02188 m = 2.19 cm

Diagnóstico: OK . Deflx C.Viva <= Deflx Límite

Control de Agrietamiento

Chequeo. Control de Agrietamiento . Art 5.7.3.4

Ecuaciones	Cálculos																								
$s < \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad \text{Art 5.7.3.4-1}$ $\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$ <p>γ_e = Factor de exp. = 1 d_c = Esp Recubr. Concreto desde extr tracc f_{ss} = Esf Tracc en Acero Refzo (Est Lím Serv) $M_s = M_{DC} + M_{DW} + M_{(LL+IM)}$ $n = \frac{E_s}{E_c} \quad b \frac{x}{2} = nAs(d-x) \quad jd = d-x/3$ (tomando Mom resp E.N.) $I = bx^3 + nAs(d-x)^2$ $f_{ss} = M_s / (jdAs)$</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>dc</td><td>0.025 m</td></tr> <tr><td>γ_e</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>β</td><td>1.028</td></tr> <tr><td>n</td><td>8</td></tr> <tr><td>nAs</td><td>0.0608 m²</td></tr> <tr><td>M_s</td><td>215.69 t-m</td></tr> <tr><td>jd</td><td>1.118 m</td></tr> </table> <div style="text-align: right; margin-top: 10px;">  </div> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <tr><td>Brazo X</td><td>0.246 m</td></tr> <tr><td>Inerc Secc Transf. I</td><td>0.11256 m⁴</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <tr><td>Esf act sobre acero de refuerzo, f_{ss}</td><td>25384.3 t/m²</td></tr> <tr><td>s, sep real varillas capa más cercana fibra.inf</td><td>4.44 cm</td></tr> <tr><td>Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)</td><td>42.03 cm</td></tr> </table> <p style="margin-top: 10px;">Diagnóstico: OK Sep < SepLím (Art 5.7.3.4-1)</p>	dc	0.025 m	γ_e	1.0	β	1.028	n	8	nAs	0.0608 m ²	M _s	215.69 t-m	jd	1.118 m	Brazo X	0.246 m	Inerc Secc Transf. I	0.11256 m ⁴	Esf act sobre acero de refuerzo, f _{ss}	25384.3 t/m ²	s, sep real varillas capa más cercana fibra.inf	4.44 cm	Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)	42.03 cm
dc	0.025 m																								
γ_e	1.0																								
β	1.028																								
n	8																								
nAs	0.0608 m ²																								
M _s	215.69 t-m																								
jd	1.118 m																								
Brazo X	0.246 m																								
Inerc Secc Transf. I	0.11256 m ⁴																								
Esf act sobre acero de refuerzo, f _{ss}	25384.3 t/m ²																								
s, sep real varillas capa más cercana fibra.inf	4.44 cm																								
Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)	42.03 cm																								

Chequeo 5 . Diseño para Fatiga . Art 5.5.3

Ecuaciones	Cálculos																										
<p>Factor de Distr Mom: Factor para un Carril Carg / 1.2 (sin factor m) IM : 15% Camión de Diseño.: Camión de Norma Dist Eje Trasero 9m (30ft) $M_{FATIGA} = 1(1.5M_{(LL+IM)})$ $(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33 \cdot f_{min} \quad (5.5.3.2-1)$ Δf = Intervalo esf CV por carga fatiga (Art 3.6.1.4) $(\Delta F)_{TH}$ = Umbral fatiga de amplitud const Art 5.5.3.2.(2 a l 4) $\gamma = 1.5$ (tabla 3.4.1 - 1) Esfzo Adm Tracc = $0.25 \sqrt{f'_c}$ $f_{min} = M_{permanentes} / (jdAs)$ $f_{m\acute{a}x} = (M_{permanentes} + M_{fatiga}) / (jdAs)$ $\Delta f = f_{m\acute{a}x} - f_{min}$ Se debe verificar: $\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH}$</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>M_{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)</td><td>83.28 t-m</td></tr> <tr><td>Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2</td><td>0.3981</td></tr> <tr><td>M_{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)</td><td>45.75 t-m</td></tr> <tr><td>M(DC) =</td><td>84.78 t-m</td></tr> <tr><td>M(DW) =</td><td>8.42 t-m</td></tr> <tr><td>M(DC+DW+LL+IM[fatiga])</td><td>138.95 t-m</td></tr> <tr><td>Mód Elástico de la Sección, W</td><td>0.15553 m³</td></tr> <tr><td>Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)</td><td>893.42 t/m²</td></tr> <tr><td>Esf Adms tracción</td><td>EsfAdm = 132.29 t/m² < 893.42 Fisura</td></tr> </table> <p style="margin-top: 10px;">- Verificación de Esfuerzos Sección Fisurada</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Esf fmin(perm)</td><td>10968.86 t/m²</td><td>f_{máx}(per+fat)</td><td>16353.02 t/m²</td></tr> <tr><td>Delta Esf *1.5</td><td>8076.24 t/m²</td><td>Delta Límite</td><td>12980.28 t/m²</td></tr> </table> <p style="margin-top: 10px;">Art 5.5.3.1-1 Diagnóstico: OK, Esf por C.V. Fatiga < Esf Lím</p>	M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)	83.28 t-m	Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.3981	M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)	45.75 t-m	M(DC) =	84.78 t-m	M(DW) =	8.42 t-m	M(DC+DW+LL+IM[fatiga])	138.95 t-m	Mód Elástico de la Sección, W	0.15553 m ³	Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)	893.42 t/m ²	Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 893.42 Fisura	Esf fmin(perm)	10968.86 t/m ²	f _{máx} (per+fat)	16353.02 t/m ²	Delta Esf *1.5	8076.24 t/m ²	Delta Límite	12980.28 t/m ²
M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)	83.28 t-m																										
Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.3981																										
M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)	45.75 t-m																										
M(DC) =	84.78 t-m																										
M(DW) =	8.42 t-m																										
M(DC+DW+LL+IM[fatiga])	138.95 t-m																										
Mód Elástico de la Sección, W	0.15553 m ³																										
Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)	893.42 t/m ²																										
Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 893.42 Fisura																										
Esf fmin(perm)	10968.86 t/m ²	f _{máx} (per+fat)	16353.02 t/m ²																								
Delta Esf *1.5	8076.24 t/m ²	Delta Límite	12980.28 t/m ²																								

DISEÑO DE LAS SECCIONES INTERIORES DE LAS VIGAS

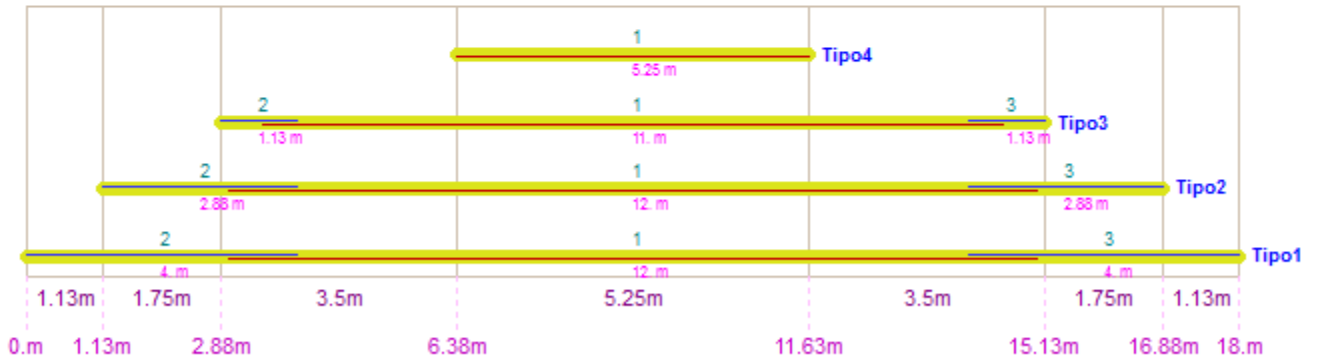
Vigas: R. 20

VIGA EXTERIOR	X (m)	0	0.3	1.75	3.5	5.25	7	8.75	10.5	12.25	14	15.75	17.2	17.5
FLEXIÓN	Mom CV+Imp (t-m)	0	10.02	52.74	91.63	116.69	131.09	133.24	131.09	116.69	91.63	52.74	10.02	0
	Mom C.DC (t-m)	0	20.85	27.69	49.3	64.84	74.31	77.72	74.31	64.84	49.3	27.69	20.85	0
	Mom C.DW (t-m)	0	2.4	3.18	5.66	7.43	8.49	8.84	8.49	7.43	5.66	3.18	2.4	0
	Mom Mu (t-m)	0	47.2	131.67	230.47	296.41	335.04	343.58	335.04	296.41	230.47	131.67	47.2	0
	MomAgr Mcr (t-m)	97.49	97.49	97.49	97.49	97.49	97.49	97.49	97.49	97.49	97.49	97.49	97.49	97.49
	k (t/m ²)	33.85	33.85	45.72	80.03	102.92	116.33	119.3	116.33	102.92	80.03	45.72	33.85	33.85
	Cuant Acero.Rho	0.0009	0.0009	0.00122	0.00216	0.00279	0.00317	0.00325	0.00317	0.00279	0.00216	0.00122	0.0009	0.0009
	Area Acero As(cm ²)	28.3	28.3	29.34	51.8	67	75.98	77.98	75.98	67	51.8	29.35	28.3	28.3
	ArmReq Cálcc & Cód	6 # 8	6 # 8	6 # 8	11 # 8	14 # 8	15 # 8	16 # 8	15 # 8	14 # 8	11 # 8	6 # 8	6 # 8	6 # 8
VIGA EXTERIOR	X (m)	0	1.28	1.75	3.5	5.25	7	8.75	10.5	12.25	14	15.75	16.22	17.5
CORTANTE	Cort CV+Imp (t)	34.07	30.77	29.49	24.91	20.33	15.75	11.17	15.75	20.33	24.91	29.49	30.77	34.07
	Cort C. DC TOT (t)	17.97	15.02	14.09	10.62	7.15	3.68	0.21	3.68	7.15	10.62	14.09	15.02	17.97
	Cort C. DW (t)	2.02	1.73	1.62	1.21	0.81	0.4	0	0.4	0.81	1.21	1.62	1.73	2.02
	Cort Vu (t)	85.12	75.21	71.64	58.68	45.72	32.76	19.81	32.76	45.72	58.68	71.64	75.21	85.12
	Cort Vs (t)	29.96	22.6	32.43	25.75	14.94	2.03	-12.69	2.03	14.94	25.75	32.43	22.6	29.96
	Def Uni.Tracc Eps	0.00055	0.00066	0.00124	0.00174	0.00205	0.0022	0.00217	0.0022	0.00205	0.00174	0.00124	0.00066	0.00055
	ϕ _v β	30.9,3.4	31.3,3.2	33.3,2.5	35.1,2.1	36.2,1.9	36.7,1.8	36.6,1.8	36.7,1.8	36.2,1.9	35.1,2.1	33.3,2.5	31.3,3.2	30.9,3.4
	Cort Vc (t)	64.62	60.97	47.17	39.45	35.86	34.37	34.69	34.37	35.86	39.45	47.17	60.97	64.62
	Cort Vn	94.58	83.57	79.6	65.2	50.8	36.4	22.01	36.4	50.8	65.2	79.6	83.57	94.58
	Sep Cálcc	0.64	0.84	0.54	0.63	1.05	7.6	-1.22	7.6	1.05	0.63	0.54	0.84	0.64
	Sep Máx	0.12	0.12	0.54	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.54	0.12	0.12

Detalles Armadura - Dimensión Longitudinal de la Viga

Vigas: R.21

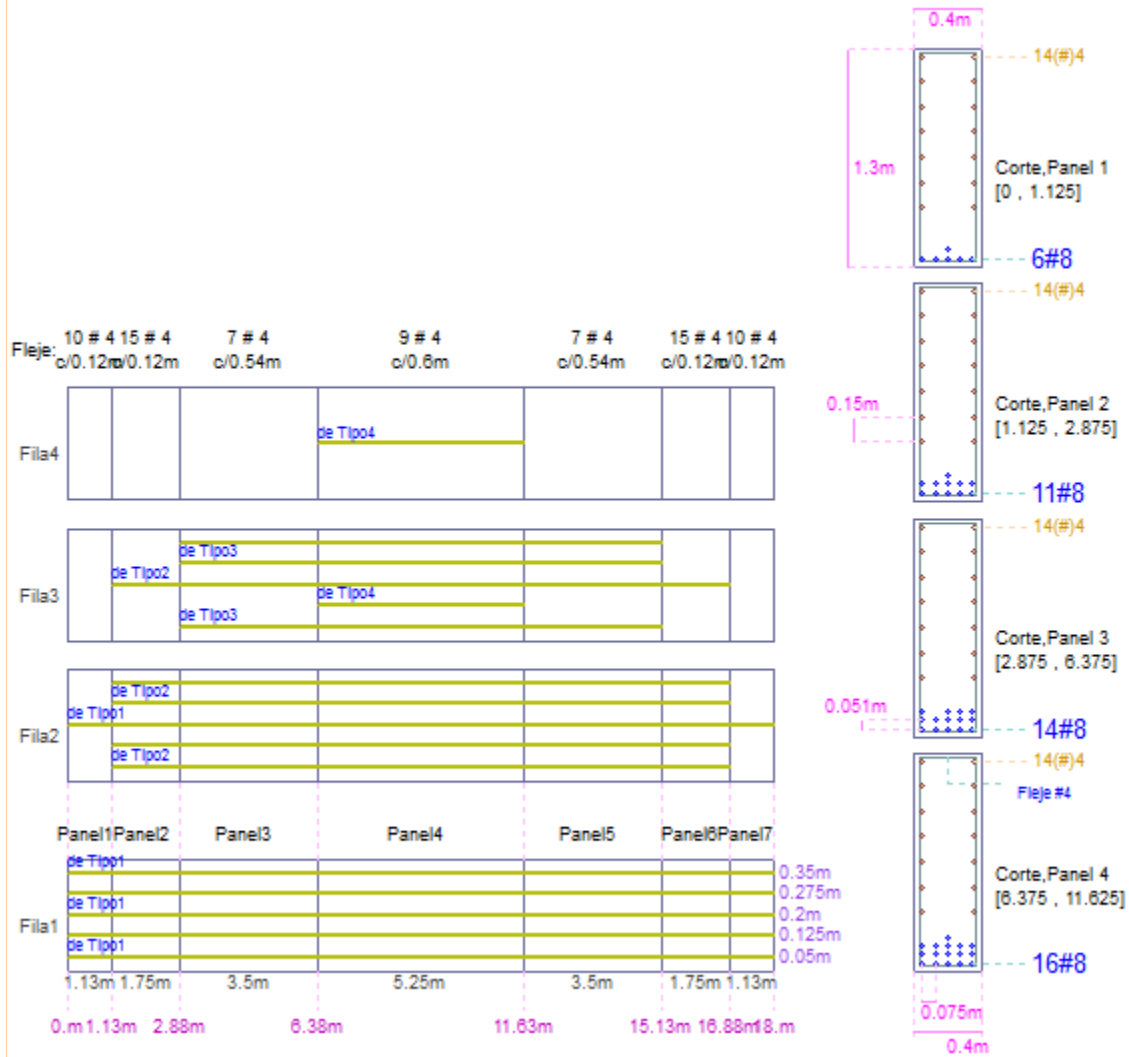
Esquema de las Varillas - Tipos Requeridos



Detalles Armadura - Dimensión Longitudinal de la Viga

Vigas: R.22

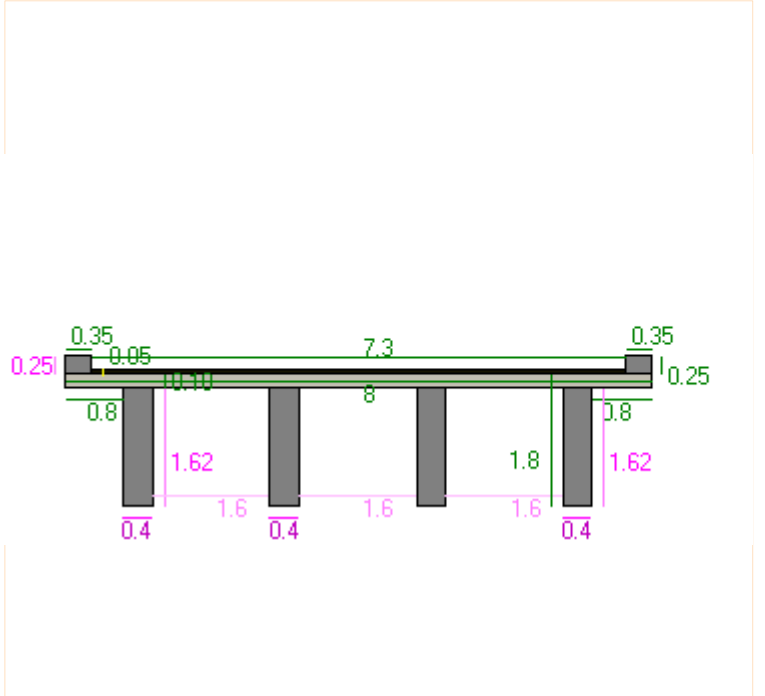
Cortes en Planta y Cortes Transversales



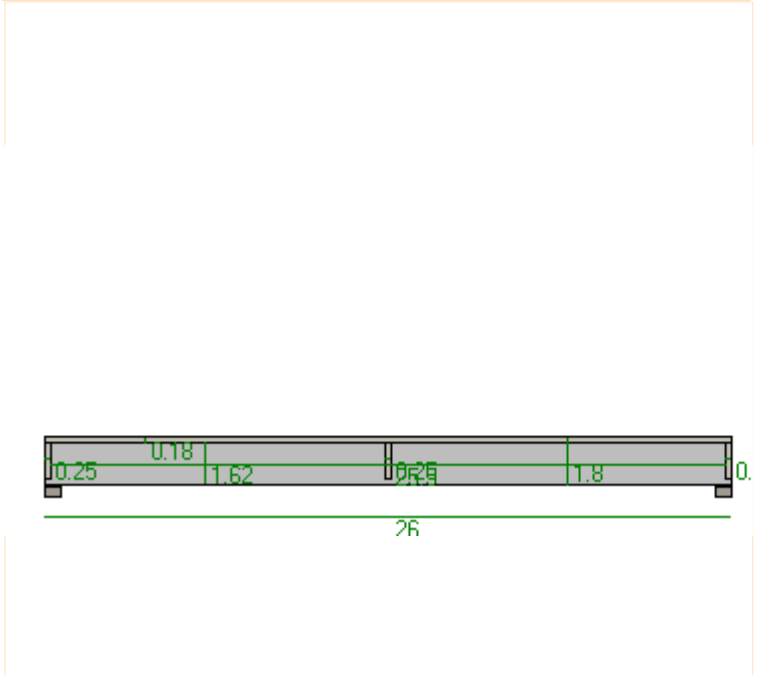
Tablero Rep. 1

CORTE TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

GEOMETRÍA DE LA SUPERESTRUCTURA	
TABLERO	
Longitud Total Tablero (m)	26
Luz L (a ejes de apoyos) (m)	25.5
Ancho Libre de Calzada (m)	7.30
Separ. a borde de vigas (m)	1.6
Número de Vigas	4
Longitud del Bordillo (m)	0.35
Altura del Bordillo (m)	0.25
Espesor de la Losa (m)	0.18
Espesor Capa Rodadura (m)	0.05
Sobre Espesor Adic Volad(m)	0
VIGA	
Ancho de Viga, bw (m)	0.4
Altura Total de Viga, hv (m)	1.8
CONSTANTES DE DISEÑO	
F'c del Concreto (kg/cm ²)	280
Fy del Acero Long (kg/cm ²)	4200
Fy del Acero Flejes (kg/cm ²)	4200
Ø Varilla Flejes (Octav Pulg)	4
Número de Ramas Fleje Típ.	2
Ø Mín Varilla Viga (Oct Pulg)	8
Ø Mín Varilla Losa (Oct Pulg)	4
Recubr Centroid d' Losa (cm)	5
Recubrimiento d' Vigas (cm)	8
Recubrim. Lateral Libre (cm)	2.0
Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
Espesor de Diafragma Típ.(m)	0.25
Carga de Baranda (t/m)	0.15
Dist eje viga-bdeext apoyo(m)	0.2

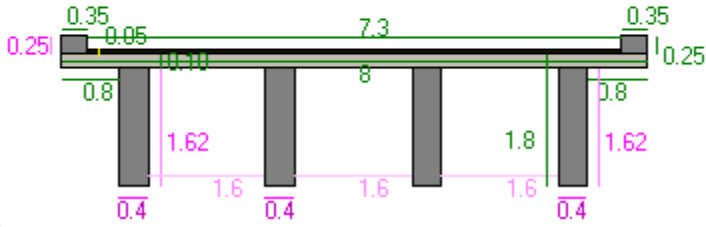


CORTE LONGITUDINAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

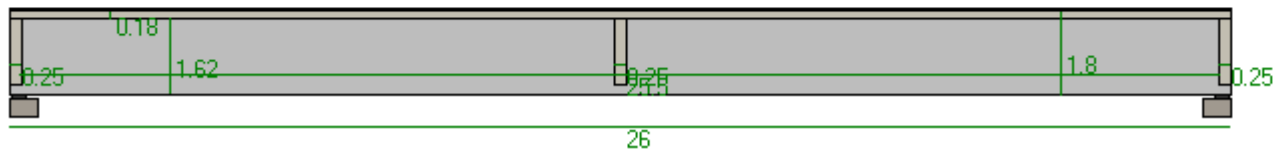


PUNTES I RealTime

CORTE TRANSVERSAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE



CORTE LONGITUDINAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE



Cálculo de Momentos en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R# 3

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. >= 4 vigas

1 carril cargado

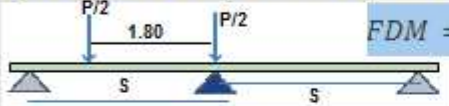
$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas

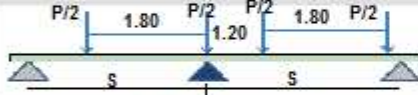
Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



$FDM = \frac{P(S-0.9)}{S}$

$m = 1.2$

Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Si $S \leq 3.0$ $FDM = \frac{3P(S-1)}{2S}$ $m=1.0$ Si $S > 3.0$ $FDM = \frac{P(2S-3)}{S}$ $m=1.0$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	25.5 m
FDM directo (1 carr carg)	0.459
FDM directo (>=2 carriles carg)	0.634
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.63376

FD Momentos CV, FDM Vigas EXTERIORES

LEY DE LA PALANCA 1 carril carg >= 3 vigas

$$FDM_{viga_{ext}}(1carrilc) = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

$$g = \left(0.77 + \frac{d_e}{2800}\right) g_{int}; \quad d_e = lvol_{ejes} - l_{bord}$$

LEY DE LA PALANCA 2 ó más carriles cargados . 3 vigas

Caso A . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 < Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{1.5P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 2.20)}{S} \quad m = 1.0$$

Caso B . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 \geq Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

Chequeo de FDM considerando Losa Rígida. Art 4.6.2.2d

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}}{\sum x^2} \sum e$$

R: FDM NL: # Carriles
Carg Nb: # Vigas Xext;
Dist CG tablero a vigaext
x: Dist CG tablero a o/viga
e: exc carga a CG tablero

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	25.5 m
Parámetro de Rigidez Longitudinal, Kg	0.6666 m4
Fac Dist Mom, FDM LPalanc incluy m (1 carr carg)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	1.002
Fact Distr FDMint, gint	0.634
Factor Distrib Mom, FDM (g) (2 carriles carg)	0.635
Fact Distr de Mom, (2 carr carg) por Ley Palanca	-
Fact Dist Mom,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Mom,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Mom, FDM dominante	0.695

MOMENTOS POR CAMIÓN, TÁNDEM, CARRIL DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES POR CARRIL Y POR VIGA

X (m)	0	0.3	2.55	5.1	7.65	10.2	12.75	15.3	17.85	20.4	22.95	25.2	25.5
Mom por Camión+Imp (t-m)	0	12.58	96.16	167.9	215.22	242.7	248.04	242.7	215.22	167.9	96.16	12.58	0
Mom por Tándem+Imp (t-m)	0	9.62	74.32	131.67	172.07	195.51	201.99	195.51	172.07	131.67	74.32	9.62	0
Mom Carril de Diseño (t-m)	0	3.89	30.14	53.58	70.32	80.37	83.72	80.37	70.32	53.58	30.14	3.89	0
Mom Camión+Imp + Carril (t-m)	0	16.47	126.3	221.48	285.55	323.07	331.76	323.07	285.55	221.48	126.3	16.47	0
Mom Tándem+Imp + Carril (t-m)	0	13.52	104.45	185.25	242.39	275.88	285.71	275.88	242.39	185.25	104.45	13.52	0
Mom Domin CV+Imp por Vía (t-m)	0	16.47	126.3	221.48	285.55	323.07	331.76	323.07	285.55	221.48	126.3	16.47	0
Mom CV+Imp por Viga INT (t-m)	0	10.44	80.04	140.37	180.97	204.75	210.26	204.75	180.97	140.37	80.04	10.44	0
Mom CV+Imp por Viga EXT (t-m)	0	11.45	87.78	153.93	198.45	224.53	230.58	224.53	198.45	153.93	87.78	11.45	0

Cálculo de Momentos en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R# 4

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. ≥ 4 vigas

1 carril cargado

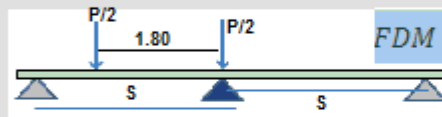
$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas

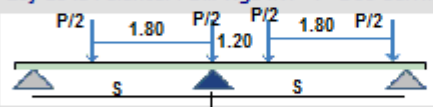
Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



$$FDM = \frac{P(S-0.9)}{S}$$

$m = 1.2$

Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Si $S \leq 3.0$ $FDM = \frac{3P(S-1)}{2S}$ $m=1.0$

Si $S > 3.0$ $FDM = \frac{P(2S-3)}{S}$ $m=1.0$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	25.5 m
FDM directo (1 carr carg)	0.459
FDM directo (≥ 2 carriles carg)	0.634
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.63376

Cálculo de Cortantes en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R.5

Consideraciones Estructurales

Factores de Distr Cortante en Vigas Interiores: Tabla 4.6.2.2.3a-1

Factores de Distr Cortante en Vigas Exteriores: Tabla 4.6.2.2.3b-1

Chequeo de FDV considerando Losa Rígida. Art 4.6.2.2d

(Vigas Exteriores)

$$R = \frac{NL}{N_b} + \frac{X_{ext}}{\Sigma x^2} \Sigma e$$

R: FDV NL: # Carriles
 Carg Nb: # Vigas Xext:
 Dist CG tablero a vigaext
 x: Dist CG tablero a o/viga
 e: exc carga a CG tablero

Ncarriles = 2

Nvigas = 4

S = 2 m

Lvol(eje) = 1 m

Lbord = 0.35 m

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Interiores

4 ó más vigas

$$FDV = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

1 carril cargado

$$FDV = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$$

2 ó más carriles cargados

3 vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDV_{int}(1c) = FDM_{int}(1c)$

2 Carriles Cargados

Ley de la Palanca $FDV_{int}(2c) = FDM_{int}(2c)$

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE POR CARGA VIVA

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	25.5 m
FDV directo (1 carr carg)	0.623
FDV directo (>=2 carriles carg)	0.721
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDV, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Cort,FDV dominante absoluto	0.72062

CORTANTES POR CAMIÓN, TÁNDEM, CARRIL DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES (POR VÍA o CARRIL)

X (m)	0	0.3	2.55	5.1	7.65	10.2	12.75	15.3	17.85	20.4	22.95	25.2	25.5
Cort por Camión + Imp (t)	42.48	41.92	37.69	32.9	28.11	23.35	18.56	23.35	28.11	32.9	37.69	41.92	42.48
Cort por Tándem + Imp (t)	32.47	32.08	29.13	25.8	22.48	19.15	15.83	19.15	22.48	25.8	29.13	32.08	32.47
Cort por Carril Diseño (t)	13.13	12.82	10.51	7.88	5.25	2.63	0	2.63	5.25	7.88	10.51	12.82	13.13
Cort Camión + Imp + Carril (t)	55.61	54.74	48.2	40.78	33.37	25.97	18.56	25.97	33.37	40.78	48.2	54.74	55.61
Cort Tándem + Imp + Carril (t)	45.6	44.9	39.64	33.68	27.73	21.78	15.83	21.78	27.73	33.68	39.64	44.9	45.6
Cort Domin CV+Imp por Vía (t)	55.61	54.74	48.2	40.78	33.37	25.97	18.56	25.97	33.37	40.78	48.2	54.74	55.61
Cort CV+Imp por Viga INT (t)	40.07	39.45	34.73	29.39	24.05	18.72	13.37	18.72	24.05	29.39	34.73	39.45	40.07
Cort CV+Imp por Viga EXT (t)	38.65	38.04	33.5	28.34	23.19	18.05	12.9	18.05	23.19	28.34	33.5	38.04	38.65

Cálculo de Cortantes en Vigas por Carga Viva + Impacto

Vigas: R.6

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Exteriores

4 ó más vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDVext(1c) = FDMext(1c)$

2 Carriles Cargados

$e = 0.6 + de / 3.0$
 $g = (e)g[int] = (e)FDV[int]$ $de = Lvol(eje) - Lbor$

3 vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDVext(1c) = FDMext(1c)$

2 Carriles Cargados

Ley de la Palanca $FDVext(2c) = FDMext(2c)$

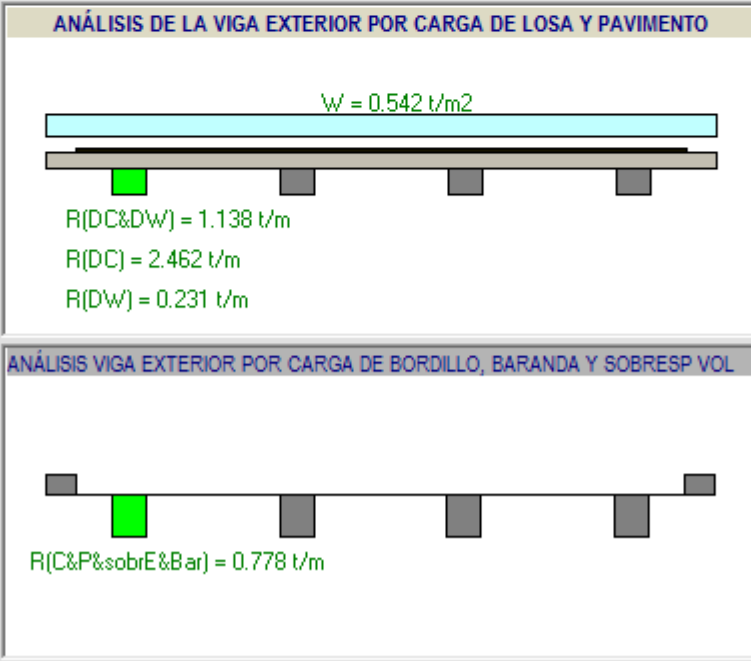
Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	25.5 m
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	0.817 m
Factor Distr a Cortante int, g(int)	0.721
Fact Distr Cor, FDVext (2 carriles carg)	0.589
Fact Distr Cort, FDVext(2 carr carg) Ley Palanca	-
Fact Dist Cor,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Cor,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Cort, FDV dominante	0.695

ANÁLISIS DE LAS VIGAS POR CARGA MUERTA

Vigas: R.7

VIGA EXTERIOR		VIGA EXTERIOR	
Carga Muerta en la Viga: Losa y Pavimento. Peso por la Viga		Carga Muerta en la Viga. Bordillo o Parapeto y SobreEsp Volado	
ÍTEM	Valor	ÍTEM	Valor
Carga por Losa Tablero, W(DC)	0.432 t/m ²	Carga Puntual por Bordillo o Parap, W(C&P)	0.36 t/m
Carga por Capa Rodadura W(DW)	0.11 t/m ²	Brazo C.Punt Bord o Parap	0.175 m
Carga W = W(DC) + W(DW)	0.542 t/m ²	Carga Punt por SobrEspesor Volado	0 t/m
Resolución de la Viga Continua		Brazo C.Punt SobreEspesor Volado	0.533 m
Reacción Lineal a Viga Exterior R(DC&DW)	1.138 t/m	Carga Punt por Baranda	0.15 t/m
Peso de la Viga propiamente dicha		Brazo C.Punt por Baranda	0 m
Reacción Lineal a Viga Ext R(P.P.Viga)	1.555 t/m	Resolución de la Viga Continua	
Reacción Lineal Viga Ext R(DC incluy P.P.vig)	2.462 t/m	Reacción Lineal a Viga Exterior R(C&P&sobrE&Bar)	0.778 t/m
Reacción Lineal a Viga Ext R(DW)	0.231 t/m		

VIGA EXTERIOR: MOMENTOS Y CORTANTES POR C. MUERTA DC Y DW . M en t-m V ent													
X (m)	0	1.721	2.55	5.1	7.65	10.2	12.75	15.3	17.85	20.4	22.95	23.779	25.5
Mom C. DC1	0	50.39	72.05	128.09	168.12	192.14	200.15	192.14	168.12	128.09	72.06	50.39	0
Mom C. DC2	0	0.57	0.84	1.68	2.52	3.35	4.19	3.35	2.52	1.68	0.84	0.57	0
Mom C. DC TOT	0	50.95	72.89	129.77	170.64	195.49	204.34	195.49	170.64	129.77	72.89	50.95	0
Mom C. DW	0	4.73	6.76	12.02	15.77	18.02	18.78	18.02	15.77	12.02	6.76	4.73	0
Cort C. DC1	31.4	27.16	25.12	18.84	12.56	6.28	0	-6.28	-12.56	-18.84	-25.12	-27.16	-31.4
Cort C. DC2	0.99	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	-0.33	-0.33	-0.33	-0.33	-0.33	-0.99
Cort C. DC TOT	32.38	27.49	25.45	19.17	12.89	6.61	0.33	-6.61	-12.89	-19.17	-25.45	-27.49	-32.38
Cort C. DW	2.95	2.55	2.36	1.77	1.18	0.59	0	-0.59	-1.18	-1.77	-2.36	-2.55	-2.95



ANÁLISIS DE LAS VIGAS POR CARGA MUERTA

Vigas: R.8

VIGA INTERIOR	
Cálculo de las Cargas Muertas en la Viga INTERIOR	
ÍTEM	Valor
Carga Peso Viga TE, DC(t-beam)	2.419 t/m
Carga Total Peso Bordillos y Barandas	0.72 t/m
Carga por c/Viga Peso Bord y Barandas (C&P&Bar)	0.18 t/m
Reacción a Viga Int R(DCvigaTE & C&P&Bar)	2.599 t/m
Ancho Efectivo Viga TE (b')	2 m
Reacción a Viga Int Pavimento R(DW)	0.22 t/m

ANÁLISIS POR CARGA DE LOSA Y PAVIMENTO	
	
R(DCvigaTE & C&P&Bar) = 2.599 t/m	
R(DW) = 0.22 t/m	

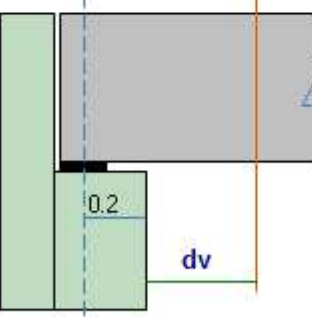
R(DCvigaTE & C&P&Bar) = 2.599 t/m

R(DW) = 0.22 t/m

VIGA INTERIOR: MOMENTOS Y CORTANTES POR C. MUERTA DC Y DW . M en t-m V en t													
X (m)	0	1.721	2.55	5.1	7.65	10.2	12.75	15.3	17.85	20.4	22.95	23.779	25.5
Mom C. DC1	0	53.184	76.056	135.21	177.464	202.816	211.266	202.816	177.464	135.21	76.058	53.184	0
Mom C. DC2	0	1.132	1.677	3.354	5.031	6.708	8.384	6.708	5.031	3.354	1.677	1.132	0
Mom C. DC TOT	0	54.316	77.733	138.564	182.494	209.523	219.651	209.523	182.494	138.564	77.735	54.316	0
Mom C. DW	0	4.502	6.437	11.444	15.021	17.167	17.882	17.167	15.021	11.444	6.438	4.502	0
Cort C. DC1	33.14	28.667	26.512	19.884	13.256	6.628	0	-6.628	-13.256	-19.884	-26.512	-28.667	-33.14
Cort C. DC2	1.973	0.658	0.658	0.658	0.658	0.658	0.658	-0.658	-0.658	-0.658	-0.658	-0.658	-1.973
Cort C. DC TOT	35.113	29.324	27.169	20.541	13.914	7.286	0.658	-7.286	-13.914	-20.541	-27.169	-29.324	-35.113
Cort C. DW	2.805	2.426	2.244	1.683	1.122	0.561	0	-0.561	-1.122	-1.683	-2.244	-2.426	-2.805

Sección Crítica a Cortante
(AASHTO 5.8.3.2)

Cálculo de d_v (AASHTO 5.8.2.9)



Mayor de: - 0.9d_e
- 0.72h

d_e = h - rec al centroide armadura
h = Altura Total de la Viga

d_v =	1.521 m
x crit cort =	1.721 m

CONSTANTE DE DISEÑO

RecubrConcr a Centroid ArmPr(cm)

11

CONVENCIÓN

C. DC1 = Carga Muerta por Losa, Viga, Bordillo, Baranda, Sobrespesor de losa

C. DC2 = Carga Muerta por Diafragmas o Riostras

C. DC TOT = DC1 + DC2

C. DW = Carga Muerta por Pavimento o Capa Rodadura

INFORMACIÓN PRELIMINAR PARA DISEÑO A CORTANTE

Esquemas Secc Crítica

Cálculo de V y M por Camión de Diseño en la Secc Crítica

Cálculo de V y M por Tandem de Diseño en la Secc Crítica

Cálculo de V y M por Carril de Diseño en la Secc Crítica

x crit cort = 1.721 m

V - M por CViva

CORTANTES POR C VIVA EN LA SECC CRITICA DE CORTANTE

X (m)	1.721
Cortante por Camión + Imp (t)	39.27
Cortante por Tandem + Imp (t)	30.22
Cortante por Carril Diseño (t)	11.42
Cortante Camión + Imp + Carril (t)	50.69
Cortante Tandem + Imp + Carril (t)	41.64
Cortante Domin CV+Imp por Vía (t)	50.69
Cortante CV+Imp por Viga INT (t)	36.53
Cortante CV+Imp por Viga EXT (t)	35.23

MOMENTOS POR C VIVA EN LA SECC CRITICA DE CORTANTE

X (m)	1.721
Momento por Camión + Imp (t-m)	67.58
Momento por Tandem + Imp (t-m)	52.01
Momento por Carril Diseño (t-m)	19.65
Momento Camión + Imp + Carril (t-m)	87.23
Momento Tandem + Imp + Carril (t-m)	71.67
Momento Domin CV+Imp por Vía (t-m)	87.23
Momento CV+Imp por Viga INT (t-m)	51.34
Momento CV+Imp por Viga EXT (t-m)	0

Ecuaciones

$V_R = \emptyset V_N \quad V_N = V_C + V_S$
 $V_N = 0.25f'_c b_v d_v \quad vu = |Vu| / (\emptyset b_v d_v) \quad \text{Art 5.8.3.3-2}$
 $\epsilon = \left(\frac{Mu}{dv} + Vu \right) / (Es As) \quad \text{Def Unit a Tracc} \quad \text{Art 5.8.3.4.2-4}$
 $S = f_y dv Av (\cot \theta + \cot \alpha) \text{sen} \alpha / Vs \quad \text{Art 5.8.3.3-4}$
 $V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad \text{Art 5.8.3.3-3}$
 $\theta = 29 + 3500 \epsilon_s \quad \alpha = 90^\circ \quad \text{Art 5.8.3.4.2-3}$
 $\beta = 4.8 / (1 + 750 \epsilon_s) \quad \text{Art 5.8.3.4.2-1}$
 $Av \geq (0.083 b_v S / f_y) \sqrt{f'_c} \quad \text{Art 5.8.3.3-3}$
 Si $vu \leq 0.125 f'_c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.8 dv \leq 0.6 m \quad \text{Art 5.8.2.7-1}$
 Si $vu > 0.125 f'_c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.4 dv \leq 0.3 m \quad \text{Art 5.8.2.7-2}$

V - M por CMuerta

SOLIC POR C MUERTA EN LA SECC CRITICA DE CORT. V INT

X (m)	1.721
Mom C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	50.39
Mom Carga por Diafragmas o Riostras	0.57
Mom C. DC TOT	50.95
Mom C. Pavimento o Rodadura	4.73
Cort C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	27.16
Cort Carga por Diafragmas o Riostras	0.33
Cort C. DC TOT	27.49
Cort C. Pavimento o Rodadura	2.55

SOLIC POR C MUERTA EN LA SECC CRITICA DE CORT. V EXT

X (m)	1.721
Mom C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	53.18
Mom Carga por Diafragmas o Riostras	1.13
Mom C. DC TOT	54.32
Mom C. Pavimento o Rodadura	4.5
Cort C.Losa, Viga, Bord, Bar, Sobresp	28.67
Cort Carga por Diafragmas o Riostras	0.66
Cort C. DC TOT	29.32
Cort C. Pavimento o Rodadura	2.43

DISEÑO DE LAS VIGAS A FLEXIÓN Y CORTANTE

Vigas: R.10

VIGA EXTERIOR : FLEXION

Secc Crítica:	C.L. = 12.75 m	b = 2 m
M(DC) =	204.34 t-m	h = 1.8 m
M(DW) =	18.78 t-m	d = 1.69 m
M(LL + IM) =	230.576 t-m	Mu = 687.1 t-m

RESULTADOS DE DISEÑO

k	120.29 t/m ²
Cuantía de Acero Rho	0.0033
Área de Acero, As	110.76 cm ²
Armadura Sugerida	22 # 8
Área Real de Acero	111.48 cm ²
Posición EjeNeut, a	9.77 cm

$$Mu = 1 [1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LL+IM}]$$

VIGA INTERIOR : FLEXIÓN

Secc Crítica:	C.L. = 12.75 m	b = 2 m
M(DC) =	219.65 t-m	h = 1.8 m
M(DW) =	17.88 t-m	d = 1.69 m
M(LL + IM) =	210.26 t-m	Mu = 669.34 t-m

RESULTADOS DE DISEÑO

k	117.18 t/m ²
Cuantía de Acero Rho	0.0032
Área de Acero, As	107.81 cm ²
Armadura Sugerida	22 # 8
Área Real de Acero	111.48 cm ²
Posición EjeNeut, a	9.51 cm

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

VIGA EXTERIOR : CORTANTE

Secc Crítica:	1.721 m	b = 0.4 m
V(DC) =	27.49 t	h = 1.8 m
V(DW) =	2.55 t	d = dv = 1.521 m
V(LL + IM) =	35.23 t	Vu = 99.83 t

RESULTADOS DE DISEÑO

Mod Acero Es	2.0E6 kg/cm ²	Vn	110.92 t
As (C.L.)	111.48 cm ²	Vs	25.16 t
ϵ	0.00066	Av coloc.	2.53 cm ²
θ	31.31 grados	Sep Flej S	1.06 m
β	3.21 grados	Av mín	4.42 cm ²
Vc	85.76 t	vu	182.31 t/m ²
		Smáx	0.12 m

$$Vu = 1 [1.25V_{DC} + 1.5V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}]$$

VIGA INTERIOR : CORTANTE

Secc Crítica:	1.721 m	b = 0.4 m
V(DC) =	29.32 t	h = 1.8 m
V(DW) =	2.43 t	d = dv = 1.521 m
V(LL + IM) =	36.53 t	Vu = 104.21 t

RESULTADOS DE DISEÑO

Mod Acero Es	2.0E6 kg/cm ²	Vn	115.79 t
As (C.L.)	111.48 cm ²	Vs	42.02 t
ϵ	0.00098	Av coloc.	2.53 cm ²
θ	32.45 grados	Sep Flej S	0.61 m
β	2.76 grados	Av mín	2.53 cm ²
Vc	73.77 t	vu	190.32 t/m ²
		Smáx	0.12 m

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

DISEÑO DE LAS VIGAS A FLEXIÓN Y CORTANTE

Vigas: R.11

Constantes de Diseño para las Vigas del Tablero	
Resistencia Mínima del Concreto $F'c$ (kg/cm ²)	280 ▼
Límite de Fluencia del Acero, F_y (kg/cm ²)	4200 ▼
Usar Diámetro Varillas en milímetros o en pulgadas	pulg ▼
Diámetro Mín a usar en Acero Longitudinal Ppal, #	8 ▼
Diámetro Mínimo a usar para Acero Flejes, #	4 ▼
Diámetro Mín. a usar para Acero Long Secundar, #	4 ▼
Sep. Máx para Flejes Zona Apoyos (Criter.Usuario) (m)	0.12 ▼
Sep.Vert. Máx Varillas Secund Long (Criter.Usuario) (m)	0.25 ▼

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA EXTERIOR

Vigas: R.12

Revisión Refuerzo

Viga Exterior: Revisión Refzo Art 5.10.3

Aceros Principales en C.L.: **22 # 8**

Sep Mín Var Princ Cond 1	1.5(DVar) , 3.8 cm	3.81 cm
Sep Mín Var Princ Cond 2	1.5T am Máx Agreg	2.858 cm
Sep. Libre Horiz Mín. entre Var.		3.81 cm
Sep Mín Vert entre Filas	1DVar , 2.5 cm	2.54 cm

Distribución de la Armadura en el C.L.

NVar = $(bv+sep.min-2Dflej-0.08) / (DiamVar+sep.min)$ [1fila] **6**

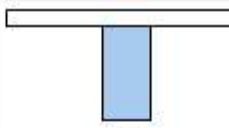
Número de Filas Requerido **4**

Posición Yr del Centroides de las Barras respecto a fibra inf **0.077 m**

Yr supuesto **0.11 m**

Diagnóstico: **O.K. Recubr**

Viga Exterior: Chequeo de Secc Simple



Se debe chequear la viga como sección simple ANTES de que trabaje monolítica con la losa

b: Ancho bw de la viga
h: Altura de la viga Sin la losa
Recubr : Recubrim equivalente verificado

Cargas:
C. Muerta: Wpp de la Viga
Wpp de la Losa
C. Viva : 100 kg/m2 por peso de obreros y equipos de construcción

SECCIÓN	
b = 0.4 m	
h = 1.62 m	
d = 1.51 m	
CARGAS	
Wd = 2.486 t/m	
Wl = 0.2 t/m	
MU (EST LÍM RES I)	
Mu(ss) = 281.07 t-m	

k	308.18 t/m2
Cuántia Acero Rho	0.00884
Área Acero As req	53.41 cm2
Área Acero Disponib	111.48 cm2
Diagnóstico	OK.Secc Simple

Viga Exterior: Refuerzo Mínimo . Art 5.7.3.3.2

Cálculos

Acero Principal a Flexión, As en C.L.	111.48 cm2
Módulo Secc Simple Snc	0.175 m3
Módulo Secc Compuesta Sc	0.2918 m3

Mód Rot, fr	328.07 t/m2	γ_1	1.6	γ_3	0.75
-------------	-------------	------------	-----	------------	------

Wpp(snc)	1.555 t/m	Wlosa	0.864 t/m	Mdnc	196.64 t-m
----------	-----------	-------	-----------	------	------------

Momento de Fisuración o Agrietam, Mcr	182.82 t-m
Momento Mu en C.L.	687.1 t-m

Diagnóstico: **Mu > Mcr . OK**

Ecuaciones

$$As \rightarrow \begin{cases} Mr \\ \text{el menor de} \\ Mcr \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} 1.33 Mu \\ Mcr \end{array} \right\} \text{ Art 5.7.3.3.2}$$

$$M_{CR} = \gamma_3 \left[\gamma_1^2 f_R S_c - M_{dcn} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad 3.3.2-1$$

$\gamma_1 = 1.6$
 $\gamma_3 = 0.75$
 $M_{dcn}(S_{simple}) = (Wp.p. + Wlosa) * L^2 / 8$
 $f_R = 0.62 \sqrt{f'c}$
 Snc = Mód de la Secc Simple resp a fibra inf
 Sc = Mód de la Secc Compuesta resp a fibra inf

Arm. Retracc, Superf, Long

Chequeo. Armaduras: Retracción, Superficial, Longitudinal

Ecuaciones	Armadura de Retracc																
<p>Arm Retracción Art 5.10.8</p> $A_s \geq \frac{0.075bh}{2(b+h)f_y}$ <p>Armadura de Superficie. Art 5.7.3.4</p> <p>A_{sk} = Área de Refuerzo Superficial</p> <p>$A_{SK} \geq 0.001(d_c - 760) \leq A_s/1200$</p> <p>Armadura Longitudinal. Art 5.8.3.5</p> <p>Se debe verificar que: F en C.L. $\leq A_{s_{C.L.}} f_y$ (Art 5.8.3.5 - 1)</p> $A_{ps} f_{ps} + A_y f_y \geq \mu_u / (d_v \phi_f) + \frac{0.50 N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5 V_s \right) \cot \theta$ <p>Se debe verificar que en apoyos, el refuerzo long de tracción por flexión satisfaga:</p> $A_{ps} f_{ps} + A_y f_y \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5 V_s \right) \cot \theta \quad (\text{Art 5.8.3.5 - 2})$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>b = 0.4 m</td><td></td></tr> <tr><td>h = 1.62 m</td><td></td></tr> <tr><td>Acero por Retracc y Frag :</td><td style="text-align: right;">2.86 cm² / cara / m</td></tr> <tr><td>Armadura Sugerida</td><td style="text-align: right;">1 # 4 @ 0.25 m / cara</td></tr> </table> <p style="text-align: center;">Armadura Superficial</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>de = 1.69 m</td><td></td></tr> <tr><td>Armad C.L. = 22 # 8</td><td></td></tr> <tr><td>Armad de Superficie, Ask</td><td style="text-align: right;">9.3 cm² / m</td></tr> <tr><td>Armadura Ask Sugerida</td><td style="text-align: right;">1 # 4 @ 0.3 c / cara</td></tr> </table>	b = 0.4 m		h = 1.62 m		Acero por Retracc y Frag :	2.86 cm ² / cara / m	Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara	de = 1.69 m		Armad C.L. = 22 # 8		Armad de Superficie, Ask	9.3 cm ² / m	Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.3 c / cara
b = 0.4 m																	
h = 1.62 m																	
Acero por Retracc y Frag :	2.86 cm ² / cara / m																
Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara																
de = 1.69 m																	
Armad C.L. = 22 # 8																	
Armad de Superficie, Ask	9.3 cm ² / m																
Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.3 c / cara																
<p style="text-align: center;">Arm Longitudinal</p> <p style="text-align: center;">CHEQUEO EN C.L. (V = 0) . Art 5.8.3.5-1</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>dv = 1.521 m</td> <td>ϕ 0.9</td> <td>Mu = 687.1 t-m</td> <td>As = 111.48 cm²</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Fza Requer(Tracc) = 501.93 t</td> <td>Fza Resist(Tracc) = 468.2 t</td> </tr> </table> <p>Diagnóstico: Alargue ArmFlex: 2.5 m/lado</p> <p style="text-align: center;">CHEQUEO EN ZONA APOYOS . Art 5.8.3.5-2</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Mcr (Mmín)</td> <td>182.82 t-m</td> <td>Mu (687.1) > Mcr (182.82) t-m</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Arm para Mcr(Mmín)</td> <td style="text-align: right;">28.84 cm²: 6 # 8</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión</td> <td style="text-align: right;">161.66 t</td> </tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Arm Long Req ZonaApys --> Resisir la Fza</td> <td style="text-align: right; background-color: #90ee90;">8 # 8 z. apoyos</td> </tr> </table>	dv = 1.521 m	ϕ 0.9	Mu = 687.1 t-m	As = 111.48 cm ²	Fza Requer(Tracc) = 501.93 t	Fza Resist(Tracc) = 468.2 t	Mcr (Mmín)	182.82 t-m	Mu (687.1) > Mcr (182.82) t-m	Arm para Mcr(Mmín)	28.84 cm ² : 6 # 8	Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	161.66 t	Arm Long Req ZonaApys --> Resisir la Fza	8 # 8 z. apoyos	Empty space for diagrams or additional data	
dv = 1.521 m	ϕ 0.9	Mu = 687.1 t-m	As = 111.48 cm ²														
Fza Requer(Tracc) = 501.93 t	Fza Resist(Tracc) = 468.2 t																
Mcr (Mmín)	182.82 t-m	Mu (687.1) > Mcr (182.82) t-m															
Arm para Mcr(Mmín)	28.84 cm ² : 6 # 8																
Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	161.66 t																
Arm Long Req ZonaApys --> Resisir la Fza	8 # 8 z. apoyos																

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA EXTERIOR

Vigas: R.14

Control de Agrietamiento

Ecuaciones	Cálculos																			
$s < \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$ <small>Art 5.7.3.4-1</small>	<table border="1"> <tr><td>dc</td><td>0.025 m</td></tr> <tr><td>γ_e</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>β</td><td>1.02</td></tr> <tr><td>n</td><td>8</td></tr> <tr><td>nAs</td><td>0.08918 m²</td></tr> <tr><td>Ms</td><td>453.69 t-m</td></tr> <tr><td>jd</td><td>1.565 m</td></tr> </table>	dc	0.025 m	γ_e	1.0	β	1.02	n	8	nAs	0.08918 m ²	Ms	453.69 t-m	jd	1.565 m	<table border="1"> <tr><td>Brazo X</td><td>0.374 m</td></tr> <tr><td>Inerc Secc Transf, I</td><td>0.25865 m⁴</td></tr> </table>	Brazo X	0.374 m	Inerc Secc Transf, I	0.25865 m ⁴
dc	0.025 m																			
γ_e	1.0																			
β	1.02																			
n	8																			
nAs	0.08918 m ²																			
Ms	453.69 t-m																			
jd	1.565 m																			
Brazo X	0.374 m																			
Inerc Secc Transf, I	0.25865 m ⁴																			
$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$ $\gamma_e = \text{Factor de exp.} = 1$ $d_c = \text{Esp Recubr. Concreto desde extr tracc}$ $f_{ss} = \text{Esf Tracc en Acero Refzo (Est Lím Serv)}$ $M_s = M_{DC} + M_{DW} + M_{(LL+IM)}$ $n = \frac{E_s}{E_c} \quad b x \frac{x}{2} = nAs(d-x) \quad jd = d-x/3$ <small>(tomando Mom resp E.N.)</small> $I = bx^3 + nAs(d-x)^2$ $f_{ss} = M_s / (jdAs)$	<table border="1"> <tr><td>Esf act sobre acero de refuerzo, fss</td><td>26000.65 t/m²</td></tr> <tr><td>s, sep real varillas capa más cercana fibra inf.</td><td>4.44 cm</td></tr> <tr><td>Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)</td><td>41.28 cm</td></tr> </table>	Esf act sobre acero de refuerzo, fss	26000.65 t/m ²	s, sep real varillas capa más cercana fibra inf.	4.44 cm	Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)	41.28 cm	<p>Diagnóstico: OK Sep < SepLím (Art 5.7.3.4-1)</p>												
Esf act sobre acero de refuerzo, fss	26000.65 t/m ²																			
s, sep real varillas capa más cercana fibra inf.	4.44 cm																			
Sep Máx s (Art 5.7.3.4-1)	41.28 cm																			

Chequeo 5 . Diseño para Fatiga . Art 5.5.3

Ecuaciones	Cálculos																											
<p>Factor de Distr Mom: Factor para un Carril Carg / 1.2 (sin factor m) IM: 15% Camión de Diseño: Camión de Norma Dist Eje Trasero 9m (30ft) $M_{FATIGA} = 1(1.5M_{(LL+IM)})$ $(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33 \cdot f_{min}$ (5.5.3.2-1) $\Delta f = \text{Intervalo esf CV por carga fatiga}$ (Art 3.6.1.4) $(\Delta F)_{TH} = \text{Umbral fatiga de amplitud const}$ Art 5.5.3.2. (2 al 4) $\gamma = 1.5$ (tabla 3.4.1 - 1) Esfzo Adm Tracc = $0.25 \sqrt{f'_c}$ $f_{min} = M_{permanentes} / (jdAs)$ $f_{m\acute{a}x} = (M_{permanentes} + M_{fatiga}) / (jdAs)$ $\Delta f = f_{m\acute{a}x} - f_{min}$ Se debe verificar: $\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH}$</p>	<table border="1"> <tr><td>Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por carril)</td><td>152.66 t-m</td></tr> <tr><td>Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2</td><td>0.575</td></tr> <tr><td>Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por viga)</td><td>100.95 t-m</td></tr> <tr><td>M(DC) =</td><td>204.34 t-m</td></tr> <tr><td>M(DW) =</td><td>18.78 t-m</td></tr> <tr><td>M(DC+DW+LL+IM[fatiga])</td><td>324.06 t-m</td></tr> <tr><td>Mód Elástico de la Sección, W</td><td>0.2918 m³</td></tr> <tr><td>Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)</td><td>1110.57 t/m²</td></tr> <tr><td>Esf Adms tracción</td><td>EsfAdm = 132.29 t/m² < 1110.57 Fisura</td></tr> </table>	Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por carril)	152.66 t-m	Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.575	Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por viga)	100.95 t-m	M(DC) =	204.34 t-m	M(DW) =	18.78 t-m	M(DC+DW+LL+IM[fatiga])	324.06 t-m	Mód Elástico de la Sección, W	0.2918 m ³	Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)	1110.57 t/m ²	Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 1110.57 Fisura	<p>Verificación de Esfuerzos Sección Fisurada</p> <table border="1"> <tr><td>Esf fmin(perm)</td><td>12786.52 t/m²</td><td>fmax(per+fat)</td><td>18571.67 t/m²</td></tr> <tr><td>Delta Esf *1.5</td><td>8677.72 t/m²</td><td>Delta Límite</td><td>12380.45 t/m²</td></tr> </table> <p>Art 5.5.3.1-1 Diagnóstico: OK, Esf por C.V, Fatiga < Esf Lím</p>	Esf fmin(perm)	12786.52 t/m ²	fmax(per+fat)	18571.67 t/m ²	Delta Esf *1.5	8677.72 t/m ²	Delta Límite	12380.45 t/m ²
Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por carril)	152.66 t-m																											
Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.575																											
Mmáx (LL+IM)_Fatiga (por viga)	100.95 t-m																											
M(DC) =	204.34 t-m																											
M(DW) =	18.78 t-m																											
M(DC+DW+LL+IM[fatiga])	324.06 t-m																											
Mód Elástico de la Sección, W	0.2918 m ³																											
Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)	1110.57 t/m ²																											
Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 1110.57 Fisura																											
Esf fmin(perm)	12786.52 t/m ²	fmax(per+fat)	18571.67 t/m ²																									
Delta Esf *1.5	8677.72 t/m ²	Delta Límite	12380.45 t/m ²																									

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA EXTERIOR

Vigas: R.15

Deformaciones de la Viga

Chequeo. Deformaciones de la Viga . Art 5.5.3

Ecuaciones WD

$$I_e = \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

DEFLEXIONES POR CARGA MUERTA

I_e = Mom de Inercia Efectivo
 M_a = Mom máx en la viga en instante del cálculo de la deform
 I_g = Mom de Inercia de la sección bruta de concreto
 I_{cr} = Mom de Inercia de la sección fisurada de concreto
 M_{CR} = Momento de Fisuración $M_{CR} = f_r \frac{I_g}{y_t}$ $f_r = 0.62 \sqrt{f'_c}$

$\delta_{m\acute{a}x}$ = Deflexión Máxima por Cargas Permanentes

$\delta_i \rightarrow \delta_{m\acute{a}x}$ $\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5W_{DC+DW}L^4}{384EI_e}$

$\delta_{FINAL} = (3 - 1.2 \frac{A's}{As}) \delta_i$ δ_{FINAL} = Deflex a Largo Plazo
 $\delta_{FINAL} > 1.6 \delta_i$

Contraflecha = $\delta_i + \delta_{FINAL}$

Ecuaciones WL

DEFLEXIONES POR CARGA VIVA

Deflex CV \rightarrow Deflex Carril Diseño + Deflex por Camión Diseño

$$\delta_{carril\ diseño} = \frac{5W_{carril}L^4}{384EI_e}$$

Deflexión por Camión de Diseño

Máx Deflexión con el eje central del Camión en C.L. de la Viga

$$Y = \frac{X}{48EI_e}(3L^2 - 4X^2)$$
 L. de Influencia de la Deflexión en C.L.

Cálculos WD

M(DC)	204.34 t-m	M(DW)	18.78 t-m
Ma	223.12 t-m	Ec	2487006.23 t/m ²
fr	328.07 t/m ²	Ig	0.33015 m ⁴
yt	1.131 m	Mcr	95.73 t-m

Mom De Inercia Efectivo, Ie	0.2643 m ⁴
W(DC+DW)	3.47 t/m
Deflex Instantánea, di	0.02908 m
Deflex a Largo Plazo (Final)	0.087 m
Contraflecha	0.11631 m

Cálculos WL

Wcarril 1.03 t/m dmáx Wcarr 0.00863 m

DEFLEXION DE LA VIGA EN C.L. BAJO EJES CAMIÓN DIS.

Dist X (m)	8.45	12.75	17.05	Σ
Desplaz Y (m)	0.00045	0.00053	0.00045	
Carga de Eje (t)	16	16	4	
(Carga Eje) x Y	0.00714	0.00841	0.00178	0.01733

Deflexión Y (L.I.) 0.01733 m Fact Distribuc 0

Ycamión dis (incluy Amplif Dinám) 0.02305 m

Deflexión Total Carril + Camión 0 m = 0 cm

Deflex Lím Recomendada L/800 0.03188 m = 3.19 cm

Diagnóstico: OK. Deflx C.Viva <= Deflx Límite

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA INTERIOR

Vigas: R.16

Revisión Refuerzo

Revisión Refzo Art 5.10.3

Acero Principal en C.L.: **22 # 8**

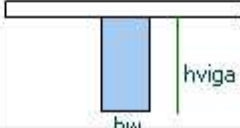
Sep Mín Var Princ Cond 1	1.5(DVar) , 3.8 cm	3.81 cm
Sep Mín Var Princ Cond 2	1.5Tam Máx Agreg	2.858 cm
Sep. Libre Horiz Mín. entre Var.		3.81 cm
Sep Mín Vert entre Filas	1DVar , 2.5 cm	2.54 cm

Distribución de la Armadura en el C.L.

NVar = (bv+sep.min-2Dflej-0.08) / (DiamVar+sep.min) [1fila]	6
Número de Filas Requerido	4
Posición Yr del Centroido de las Barras respecto a fibra inf	0.077 m
Yr supuesto	0.11 m

Diagnóstico: **O.K. Recubr**

Chequeo de Secc Simple



Se debe chequear la viga como sección simple ANTES de que trabaje monolítica con la losa
 b: Ancho bw de la viga
 h: Altura de la viga Sin la losa
 Recubr : Recubrim: equivalente verificado

Cargas:
 C. Muerta: Wpp de la Viga
 Wpp de la Losa
 C. Viva : 100 kg/m2 por peso de obreros y equipos de construcción

SECCIÓN	
b = 0.4 m	
h = 1.62 m	
d = 1.51 m	
CARGAS	
W/d = 2.486 t/m	
Wl = 0.2 t/m	
MU (EST LÍM RES I)	
Mu(ss) = 281.07 t-m	

k	308.18 t/m2
Cuantía Acero Rho	0.00884
Area Acero As req	59.78 cm2
Área Acero Disponib	111.48 cm2
Diagnóstico	OK Secc Simple

Refuerzo Mínimo . Art 5.7.3.3.2

Cálculos

Acero Principal a Flexión, As en C.L.	111.48 cm2
Módulo Secc Simple Snc	0.175 m3
Módulo Secc Compuesta Sc	0.2918 m3

Mód Rot. fr	328.07 t/m2	γ_1	1.6	γ_3	0.75
-------------	-------------	------------	-----	------------	------

Wpp(snc)	1.555 t/m	Wlosa	0.864 t/m	Mdnc	196.64 t-m
----------	-----------	-------	-----------	------	------------

Momento de Fisuración o Agrietam, Mcr	182.82 t-m
Momento Mu en C.L.	669.34 t-m

Diagnóstico: **Mu > Mcr . OK**

Ecuaciones

$As \rightarrow Mr$
 el menor de $\left\{ \begin{matrix} 1.33 Mu \\ M_{cr} \end{matrix} \right\}$ Art 5.7.3.3.2

$M_{CR} = \gamma_3 [\gamma_1^2 f_R S_c - M_{dcn} (\frac{S_c}{S_{nc}} - 1)]$ Art 5.7.3.3.2-1

$\gamma_1 = 1.6$ Art 5.7.3.3.2
 $\gamma_3 = 0.75$

$M_{dm}(Ssimple) = (Wp.p. + Wlosa) \times L^2 / 8$
 $f_R = 0.62 \sqrt{f'_c}$ Art 5.4.2.6

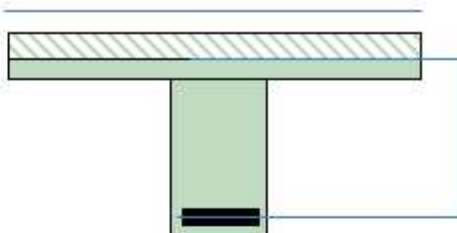
Snc = Mód de la Secc Simple resp a fibra inf
 Sc = Mód de la Secc Compuesta resp a fibra inf

Arm. Retracc, Superf, Long

Chequeo. Armaduras: Retracción, Superficial, Longitudinal																									
<p style="text-align: center;">Ecuaciones</p> <p>Arm Retracción Art 5.10.8 $A_s \geq \frac{0.075bh}{2(b+h)f_y}$</p> <p>Armadura de Superficie. Art 5.7.3.4 $A_{sK} = \text{Área de Refuerzo Superficial}$ $A_{sK} \geq 0.001(d_c - 760) \leq A_s/1200$</p> <p>Armadura Longitudinal. Art 5.8.3.5 Se debe verificar que: $F \text{ en C.L.} \leq A_{sC.L.} f_y$ (Art 5.8.3.5 - 1) $A_{ps} f_{ps} + A_y f_y \geq \frac{M_u}{(d_v \phi_f)} + \frac{0.50 N_u}{\phi_c} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5 V_s \right) \cot \theta$ Se debe verificar que en apoyos, el refuerzo long de tracción por flexión satisfaga: $A_{ps} f_{ps} + A_y f_y \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p - 0.5 V_s \right) \cot \theta$ (Art 5.8.3.5 - 2)</p>	<p style="text-align: center;">Armadura de Retracc</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>b = 0.4 m</td><td></td></tr> <tr><td>h = 1.62 m</td><td></td></tr> <tr><td>Acero por Retracc y Frag :</td><td>2.86 cm² / cara / m</td></tr> <tr><td>Armadura Sugerida</td><td>1 # 4 @ 0.25 m / cara</td></tr> </table> <p style="text-align: center;">Armadura Superficial</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>de = 1.69 m</td><td></td></tr> <tr><td>Arm C.L. = 22 # 8</td><td></td></tr> <tr><td>Arm de Superficie, Ask</td><td>9.3 cm² / m</td></tr> <tr><td>Armadura Ask Sugerida</td><td>1 # 4 @ 0.3 c / cara</td></tr> </table>	b = 0.4 m		h = 1.62 m		Acero por Retracc y Frag :	2.86 cm ² / cara / m	Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara	de = 1.69 m		Arm C.L. = 22 # 8		Arm de Superficie, Ask	9.3 cm ² / m	Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.3 c / cara								
b = 0.4 m																									
h = 1.62 m																									
Acero por Retracc y Frag :	2.86 cm ² / cara / m																								
Armadura Sugerida	1 # 4 @ 0.25 m / cara																								
de = 1.69 m																									
Arm C.L. = 22 # 8																									
Arm de Superficie, Ask	9.3 cm ² / m																								
Armadura Ask Sugerida	1 # 4 @ 0.3 c / cara																								
<p style="text-align: center;">Armadura Longitudinal</p> <p style="text-align: center;">CHEQUEO EN C.L. (V = 0) . Art 5.8.3.5-1</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>dv = 1.521 m</td> <td>ϕ 0.9</td> <td>Mu = 669.34 t-m</td> <td>As = 111.48 cm²</td> </tr> <tr> <td>Fza Requer(Tracc) = 488.96 t</td> <td colspan="3">Fza Resist(Tracc) = 468.2 t</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Diagnóstico:</td> <td colspan="2">Alargue ArmFlex: 2.39 m/lado</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">CHEQUEO EN ZONA APOYOS . Art 5.8.3.5-2</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Mcr (Mmín)</td> <td>182.82 t-m</td> <td>Mu (669.34) > Mcr (182.82) t-m</td> </tr> <tr> <td>Arm para Mcr(Mmín)</td> <td colspan="2">28.84 cm²: 6 # 8</td> </tr> <tr> <td>Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión</td> <td colspan="2">149.08 t</td> </tr> <tr> <td>Arm Long Req ZonaApys --> Resisir la Fza</td> <td colspan="2" style="background-color: #e8f5e9;">8 # 8 z. apoyos</td> </tr> </table>	dv = 1.521 m	ϕ 0.9	Mu = 669.34 t-m	As = 111.48 cm ²	Fza Requer(Tracc) = 488.96 t	Fza Resist(Tracc) = 468.2 t			Diagnóstico:		Alargue ArmFlex: 2.39 m/lado		Mcr (Mmín)	182.82 t-m	Mu (669.34) > Mcr (182.82) t-m	Arm para Mcr(Mmín)	28.84 cm ² : 6 # 8		Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	149.08 t		Arm Long Req ZonaApys --> Resisir la Fza	8 # 8 z. apoyos		Empty space for additional calculations or diagrams
dv = 1.521 m	ϕ 0.9	Mu = 669.34 t-m	As = 111.48 cm ²																						
Fza Requer(Tracc) = 488.96 t	Fza Resist(Tracc) = 468.2 t																								
Diagnóstico:		Alargue ArmFlex: 2.39 m/lado																							
Mcr (Mmín)	182.82 t-m	Mu (669.34) > Mcr (182.82) t-m																							
Arm para Mcr(Mmín)	28.84 cm ² : 6 # 8																								
Fuerza Long Req en Apoyos por Flexión	149.08 t																								
Arm Long Req ZonaApys --> Resisir la Fza	8 # 8 z. apoyos																								

Control de Agrietamiento

Chequeo. Control de Agrietamiento . Art 5.7.3.4

Ecuaciones	Cálculos																								
$s < \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad \text{Art 5.7.3.4-1}$ $\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$ <p>γ_e = Factor de exp. = 1 d_c = Esp Recubr. Concreto desde extr tracc f_{ss} = Esf Tracc en Acero Refzo (Est Lím Serv) $M_s = M_{DC} + M_{DW} + M_{(LL+IM)}$ $n = \frac{E_s}{E_c} \quad b \frac{x}{2} = nAs(d-x) \quad jd = d-x/3$ (tomando Mom resp E.N.) $I = bx^3 + nAs(d-x)^2$ $f_{ss} = M_s / (jdAs)$</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>dc</td><td>0.025 m</td></tr> <tr><td>γ_e</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>β</td><td>1.02</td></tr> <tr><td>n</td><td>8</td></tr> <tr><td>nAs</td><td>0.08918 m²</td></tr> <tr><td>M_s</td><td>447.79 t-m</td></tr> <tr><td>jd</td><td>1.565 m</td></tr> </table> <div style="text-align: right; margin-top: 10px;">  </div> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <tr><td>Brazo X</td><td>0.374 m</td></tr> <tr><td>Inerc Secc Transf. I</td><td>0.25865 m⁴</td></tr> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <tr><td>Esf act sobre acero de refuerzo, f_{ss}</td><td>25662.59 t/m²</td></tr> <tr><td>s, sep real varillas capa más cercana fibra.inf</td><td>4.44 cm</td></tr> <tr><td>Sep Máx s - (Art 5.7.3.4-1)</td><td>41.89 cm</td></tr> </table> <p style="margin-top: 10px;">Diagnóstico: OK Sep < SepLím (Art 5.7.3.4-1)</p>	dc	0.025 m	γ_e	1.0	β	1.02	n	8	nAs	0.08918 m ²	M _s	447.79 t-m	jd	1.565 m	Brazo X	0.374 m	Inerc Secc Transf. I	0.25865 m ⁴	Esf act sobre acero de refuerzo, f _{ss}	25662.59 t/m ²	s, sep real varillas capa más cercana fibra.inf	4.44 cm	Sep Máx s - (Art 5.7.3.4-1)	41.89 cm
dc	0.025 m																								
γ_e	1.0																								
β	1.02																								
n	8																								
nAs	0.08918 m ²																								
M _s	447.79 t-m																								
jd	1.565 m																								
Brazo X	0.374 m																								
Inerc Secc Transf. I	0.25865 m ⁴																								
Esf act sobre acero de refuerzo, f _{ss}	25662.59 t/m ²																								
s, sep real varillas capa más cercana fibra.inf	4.44 cm																								
Sep Máx s - (Art 5.7.3.4-1)	41.89 cm																								

Chequeo 5 . Diseño para Fatiga . Art 5.5.3

Ecuaciones	Cálculos																										
<p>Factor de Distr Mom: Factor para un Carril Carg / 1.2 (sin factor m) IM : 15% Camión de Diseño.: Camión de Norma Dist Eje Trasero 9m (30ft) $M_{FATIGA} = 1(1.5M_{(LL+IM)})$ $(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33 \cdot f_{min} \quad (5.5.3.2-1)$ Δf = Intervalo esf CV por carga fatiga (Art 3.6.1.4) $(\Delta F)_{TH}$ = Umbral fatiga de amplitud const Art 5.5.3.2.(2 a l 4) $\gamma = 1.5$ (tabla 3.4.1 - 1) Esfzo Adm Tracc = $0.25 \sqrt{f'_c}$ $f_{min} = M_{permanentes} / (jdAs)$ $f_{máx} = (M_{permanentes} + M_{fatiga}) / (jdAs)$ $\Delta f = f_{máx} - f_{min}$ Se debe verificar: $\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH}$</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>M_{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)</td><td>152.66 t-m</td></tr> <tr><td>Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2</td><td>0.3822</td></tr> <tr><td>M_{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)</td><td>80.51 t-m</td></tr> <tr><td>M(DC) =</td><td>219.65 t-m</td></tr> <tr><td>M(DW) =</td><td>17.88 t-m</td></tr> <tr><td>M(DC+DW+LL+IM[fatiga])</td><td>318.04 t-m</td></tr> <tr><td>Mód Elástico de la Sección, W</td><td>0.2918 m³</td></tr> <tr><td>Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)</td><td>1089.94 t/m²</td></tr> <tr><td>Esf Adms tracción</td><td>EsfAdm = 132.29 t/m² < 1089.94 Fisura</td></tr> </table> <p style="margin-top: 10px;">- Verificación de Esfuerzos Sección Fisurada</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Esf fmin(perm)</td><td>13612.77 t/m²</td><td>f_{máx}(per+fat)</td><td>18226.66 t/m²</td></tr> <tr><td>Delta Esf *1.5</td><td>6920.84 t/m²</td><td>Delta Límite</td><td>12107.79 t/m²</td></tr> </table> <p style="margin-top: 10px;">Art 5.5.3.1-1 Diagnóstico: OK, Esf por C.V. Fatiga < Esf Lím</p>	M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)	152.66 t-m	Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.3822	M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)	80.51 t-m	M(DC) =	219.65 t-m	M(DW) =	17.88 t-m	M(DC+DW+LL+IM[fatiga])	318.04 t-m	Mód Elástico de la Sección, W	0.2918 m ³	Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)	1089.94 t/m ²	Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 1089.94 Fisura	Esf fmin(perm)	13612.77 t/m ²	f _{máx} (per+fat)	18226.66 t/m ²	Delta Esf *1.5	6920.84 t/m ²	Delta Límite	12107.79 t/m ²
M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por carril)	152.66 t-m																										
Factor Distr 1 Carril Carg / 1.2	0.3822																										
M _{máx} (LL+IM)_Fatiga (por viga)	80.51 t-m																										
M(DC) =	219.65 t-m																										
M(DW) =	17.88 t-m																										
M(DC+DW+LL+IM[fatiga])	318.04 t-m																										
Mód Elástico de la Sección, W	0.2918 m ³																										
Esf Tracc Fibra Inf. (tracción)	1089.94 t/m ²																										
Esf Adms tracción	EsfAdm = 132.29 t/m ² < 1089.94 Fisura																										
Esf fmin(perm)	13612.77 t/m ²	f _{máx} (per+fat)	18226.66 t/m ²																								
Delta Esf *1.5	6920.84 t/m ²	Delta Límite	12107.79 t/m ²																								

CHEQUEO INTEGRAL DE LA VIGA INTERIOR

Vigas: R.19

Deformaciones de la Viga

Chequeo. Deformaciones de la Viga . Art 5.5.3

Ecuaciones WD

$$I_e = \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{CR}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

DEFLEXIONES POR CARGA MUERTA

I_e = Mom de Inercia Efectivo
 M_a = Mom máx en la viga en instante del cálculo de la deform
 I_g = Mom de Inercia de la sección bruta de concreto
 I_{cr} = Mom de Inercia de la sección fisurada de concreto
 M_{CR} = Momento de Fisuración $M_{CR} = f_r \frac{I_g}{y_t}$ $f_r = 0.62 \sqrt{f'_{rc}}$

$\delta_{m\acute{a}x}$ = Deflexión Máxima por Cargas Permanentes

$$\delta_i \rightarrow \delta_{m\acute{a}x} \quad \delta_{m\acute{a}x} = \frac{5W_{DC+DW}L^4}{384EI_e}$$

$\delta_{FINAL} = (3 \cdot 1.2 \frac{A's}{As}) \delta_i$ δ_{FINAL} = Deflex a Largo Plazo
 $\delta_{FINAL} > 1.6\delta_i$

Contraflecha = $\delta_i + \delta_{FINAL}$

Ecuaciones WL

DEFLEXIONES POR CARGA VIVA

Deflex CV \rightarrow Deflex Carril Diseño + Deflex por Camión Diseño

$$\delta_{carril\ diseño} = \frac{5W_{carril}L^4}{384EI_e}$$

Deflexión por Camión de Diseño

Máx Deflexión con el eje central del Camión en C.L. de la Viga

$$Y = \frac{X}{48EI_e} (3L^2 - 4X^2) \quad L \text{ de Influencia de la Deflexión en C.L.}$$

Cálculos WD

M(DC)	204.34 t-m	M(D'W)	18.78 t-m
Ma	237.53 t-m	Ec	2487006.23 t/m ²
fr	328.07 t/m ²	Ig	0.33015 m ⁴
yt	1.131 m	Mcr	95.73 t-m

Mom De Inercia Efectivo, Ie	0.26333 m ⁴
W(DC+D'W)	2.82 t/m
Deflex Instantánea, di	0.0237 m
Deflex a Largo Plazo (Final)	0.071 m
Contraflecha	0.0948 m

Cálculos WL

Wcarril 1.03 t/m dmáx Wcarr 0.00866 m

DEFLEXION DE LA VIGA EN C.L. BAJO EJES CAMIÓN DIS.				
Dist X (m)	8.45	12.75	17.05	Σ
Desplaz Y (m)	0.00045	0.00053	0.00045	
Carga de Eje (t)	16	16	4	
(Carga Eje) x Y	0.00716	0.00844	0.00179	0.01739

Deflexión Y (L.I.) 0.01739 m Fact Distribuc 0.5885

Ycamión dis (incluy Amplif Dinám) 0.02313 m

Deflexión Total Carril + Camión 0.01871 m = 1.87 cm

Deflex Lím Recomendada L/800 0.03188 m = 3.19 cm

Diagnóstico: OK . Deflx C.Viva <= Deflx Límite

DISEÑO DE LAS SECCIONES INTERIORES DE LAS VIGAS

Vigas: R. 20

VIGA EXTERIOR	X (m)	0	0.3	2.55	5.1	7.65	10.2	12.75	15.3	17.85	20.4	22.95	25.2	25.5
FLEXIÓN	Mom CV+Imp (t-m)	0	11.45	87.78	153.93	198.45	224.53	230.58	224.53	198.45	153.93	87.78	11.45	0
	Mom C.DC (t-m)	0	50.95	72.89	129.77	170.64	195.49	204.34	195.49	170.64	129.77	72.89	50.95	0
	Mom C.DW (t-m)	0	4.73	6.76	12.02	15.77	18.02	18.78	18.02	15.77	12.02	6.76	4.73	0
	Mom Mu (t-m)	0	90.81	254.86	449.61	584.25	664.34	687.1	664.34	584.25	449.61	254.87	90.81	0
	MomAgr Mcr (t-m)	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82
	k (t/m2)	32	32	44.62	78.71	102.28	116.3	120.29	116.3	102.28	78.71	44.62	32	32
	Cuant Acero.Rho	0.00085	0.00085	0.00119	0.00212	0.00277	0.00317	0.00328	0.00317	0.00277	0.00212	0.00119	0.00085	0.00085
	Area Acero As(cm2)	38.49	38.49	40.32	71.72	93.75	106.98	110.76	106.98	93.75	71.72	40.32	38.49	38.49
	ArmReq Cálcc & Cód	8 # 8	8 # 8	8 # 8	15 # 8	19 # 8	22 # 8	22 # 8	22 # 8	19 # 8	15 # 8	8 # 8	8 # 8	8 # 8
VIGA EXTERIOR	X (m)	0	1.721	2.55	5.1	7.65	10.2	12.75	15.3	17.85	20.4	22.95	23.779	25.5
CORTANTE	Cort CV+Imp (t)	38.65	35.23	33.5	28.34	23.19	18.05	12.9	18.05	23.19	28.34	33.5	35.23	38.65
	Cort C. DC TOT (t)	32.38	27.49	25.45	19.17	12.89	6.61	0.33	6.61	12.89	19.17	25.45	27.49	32.38
	Cort C. DW (t)	2.95	2.55	2.36	1.77	1.18	0.59	0	0.59	1.18	1.77	2.36	2.55	2.95
	Cort Vu (t)	112.53	99.83	93.96	76.21	58.46	40.73	22.98	40.73	58.46	76.21	93.96	99.83	112.53
	Cort Vs (t)	32.16	25.16	36.37	27.9	13.62	-3.76	-23.66	-3.76	13.62	27.9	36.37	25.16	32.16
	Def Uni.Tracc Eps	0.00051	0.00066	0.00118	0.00168	0.002	0.00216	0.00214	0.00216	0.002	0.00168	0.00118	0.00066	0.00051
	ϕ _s β	30.8,3.5	31.3,3.2	33.1,2.5	34.9,2.1	36,1.9	36.5,1.8	36.5,1.8	36.5,1.8	36,1.9	34.9,2.1	33.1,2.5	31.3,3.2	30.8,3.5
	Cort Vc (t)	92.87	85.76	68.03	56.78	51.34	49.02	49.19	49.02	51.34	56.78	68.03	85.76	92.87
	Cort Vn	125.04	110.92	104.4	84.68	64.95	45.26	25.53	45.26	64.95	84.68	104.4	110.92	125.04
	Sep Cálcc	0.84	1.06	0.68	0.83	1.64	-5.81	-0.92	-5.81	1.64	0.83	0.68	1.06	0.84
	Sep Máx	0.12	0.12	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.12	0.12

DISEÑO DE LAS SECCIONES INTERIORES DE LAS VIGAS

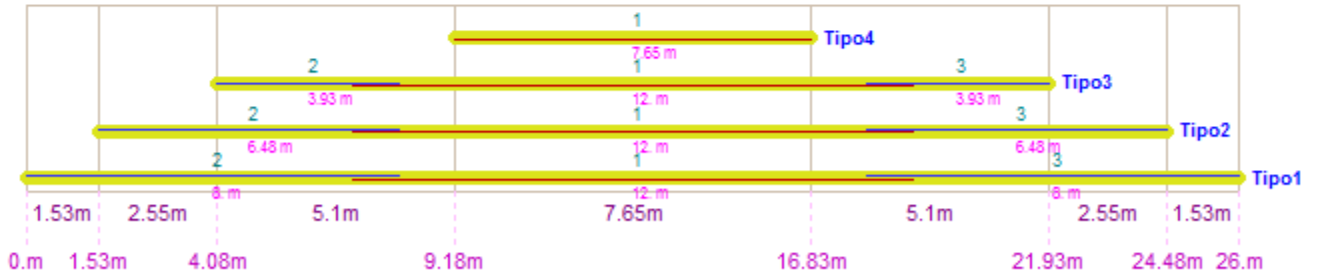
Vigas: R. 20

VIGA EXTERIOR	X (m)	0	0.3	2.55	5.1	7.65	10.2	12.75	15.3	17.85	20.4	22.95	25.2	25.5
FLEXIÓN	Mom CV+Imp (t-m)	0	11.45	87.78	153.93	198.45	224.53	230.58	224.53	198.45	153.93	87.78	11.45	0
	Mom C.DC (t-m)	0	50.95	72.89	129.77	170.64	195.49	204.34	195.49	170.64	129.77	72.89	50.95	0
	Mom C.DW (t-m)	0	4.73	6.76	12.02	15.77	18.02	18.78	18.02	15.77	12.02	6.76	4.73	0
	Mom Mu (t-m)	0	90.81	254.86	449.61	584.25	664.34	687.1	664.34	584.25	449.61	254.87	90.81	0
	MomAgr Mcr (t-m)	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82	182.82
	k (t/m ²)	32	32	44.62	78.71	102.28	116.3	120.29	116.3	102.28	78.71	44.62	32	32
	Cuant Acero.Rho	0.00085	0.00085	0.00119	0.00212	0.00277	0.00317	0.00328	0.00317	0.00277	0.00212	0.00119	0.00085	0.00085
	Area Acero As(cm ²)	38.49	38.49	40.32	71.72	93.75	106.98	110.76	106.98	93.75	71.72	40.32	38.49	38.49
	ArmReq Cálcc & Cód	8 # 8	8 # 8	8 # 8	15 # 8	19 # 8	22 # 8	22 # 8	22 # 8	19 # 8	15 # 8	8 # 8	8 # 8	8 # 8
VIGA EXTERIOR	X (m)	0	1.721	2.55	5.1	7.65	10.2	12.75	15.3	17.85	20.4	22.95	23.779	25.5
CORTANTE	Cort CV+Imp (t)	38.65	35.23	33.5	28.34	23.19	18.05	12.9	18.05	23.19	28.34	33.5	35.23	38.65
	Cort C. DC TOT (t)	32.38	27.49	25.45	19.17	12.89	6.61	0.33	6.61	12.89	19.17	25.45	27.49	32.38
	Cort C. DW (t)	2.95	2.55	2.36	1.77	1.18	0.59	0	0.59	1.18	1.77	2.36	2.55	2.95
	Cort Vu (t)	112.53	99.83	93.96	76.21	58.46	40.73	22.98	40.73	58.46	76.21	93.96	99.83	112.53
	Cort Vs (t)	32.16	25.16	36.37	27.9	13.62	-3.76	-23.66	-3.76	13.62	27.9	36.37	25.16	32.16
	Def Uni.Tracc Eps	0.00051	0.00066	0.00118	0.00168	0.002	0.00216	0.00214	0.00216	0.002	0.00168	0.00118	0.00066	0.00051
	ϕ _s β	30.8,3.5	31.3,3.2	33.1,2.5	34.9,2.1	36,1.9	36.5,1.8	36.5,1.8	36.5,1.8	36,1.9	34.9,2.1	33.1,2.5	31.3,3.2	30.8,3.5
	Cort Vc (t)	92.87	85.76	68.03	56.78	51.34	49.02	49.19	49.02	51.34	56.78	68.03	85.76	92.87
	Cort Vn	125.04	110.92	104.4	84.68	64.95	45.26	25.53	45.26	64.95	84.68	104.4	110.92	125.04
	Sep Cálcc	0.84	1.06	0.68	0.83	1.64	-5.81	-0.92	-5.81	1.64	0.83	0.68	1.06	0.84
	Sep Máx	0.12	0.12	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.12	0.12

Detalles Armadura - Dimensión Longitudinal de la Viga

Vigas: R.21

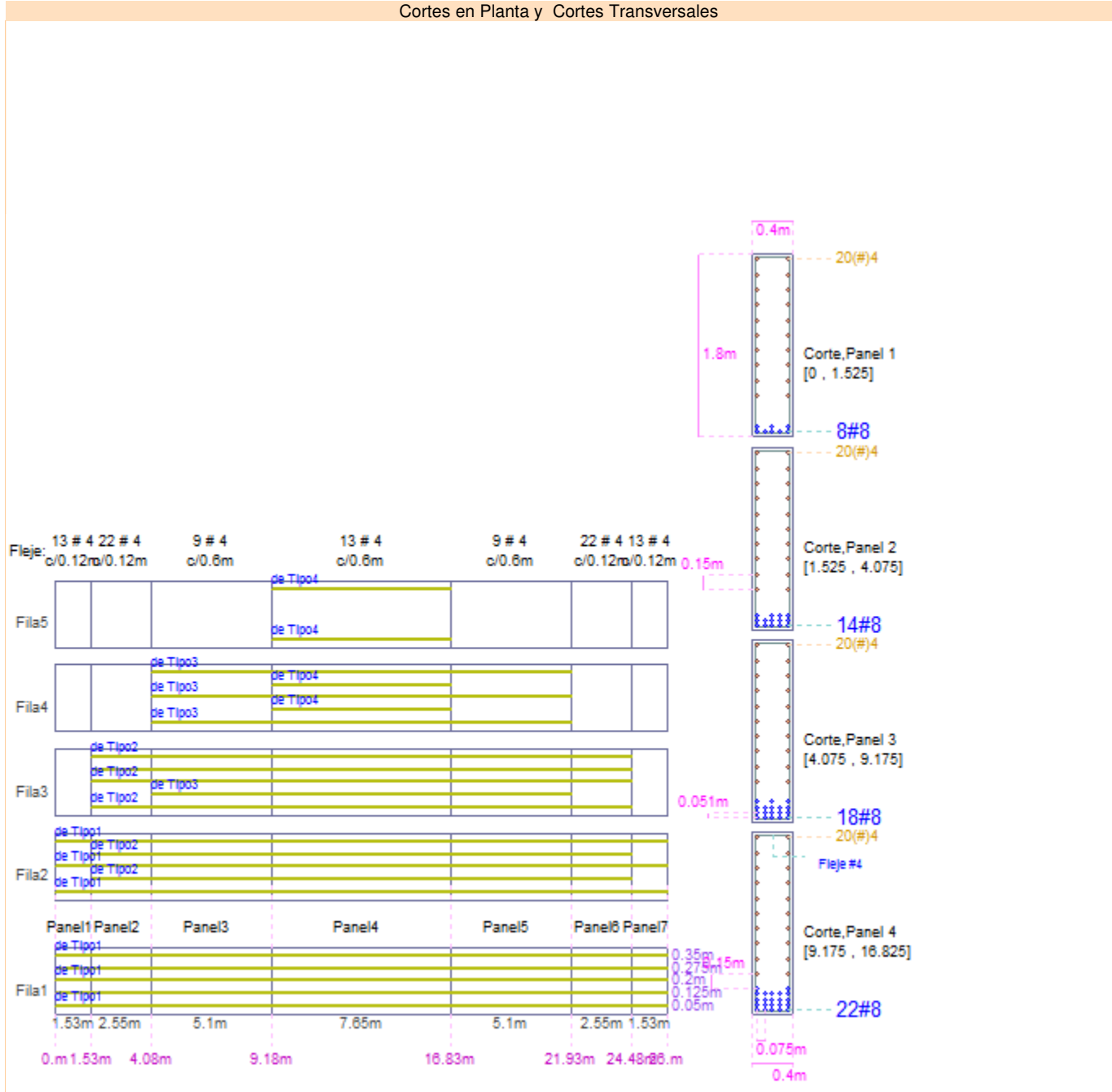
Esquema de las Varillas - Tipos Requeridos



Detalles Armadura - Dimensión Longitudinal de la Viga

Vigas: R.22

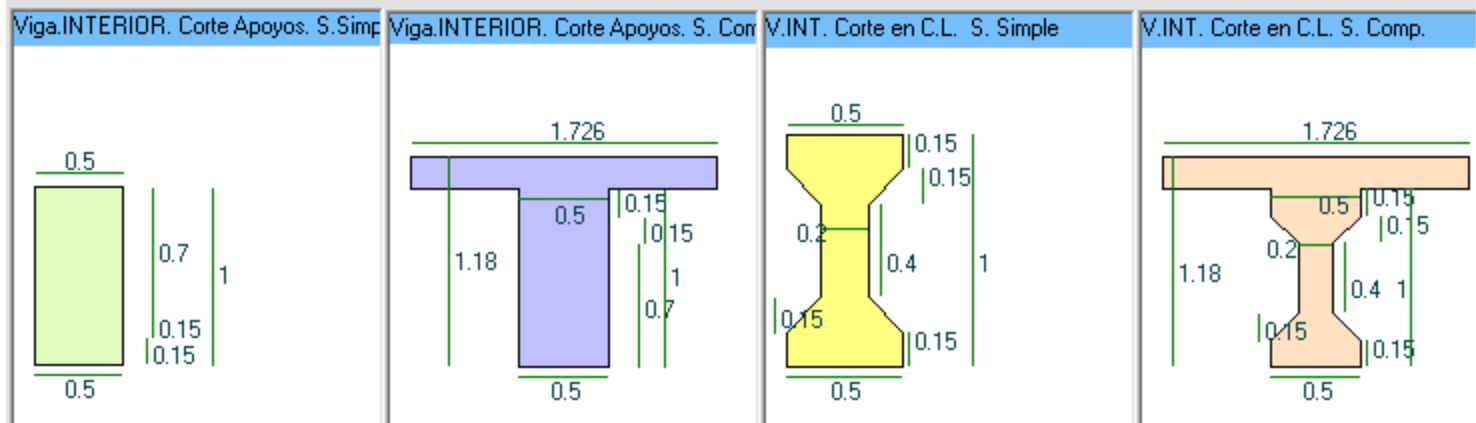
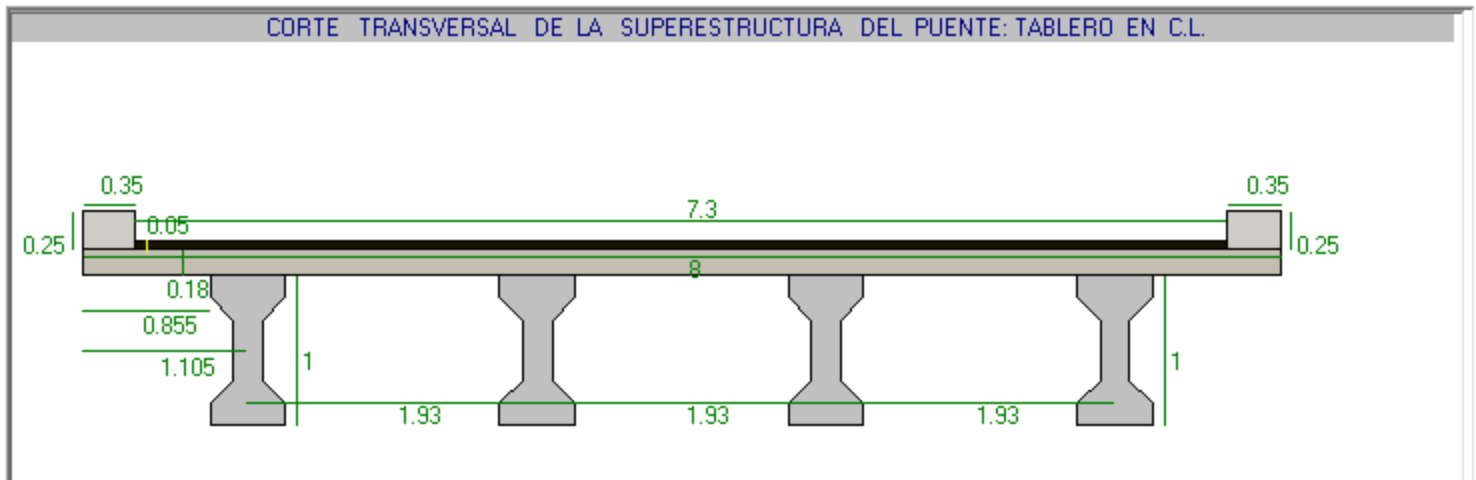
Cortes en Planta y Cortes Transversales



DATOS DE LA GEOMETRIA

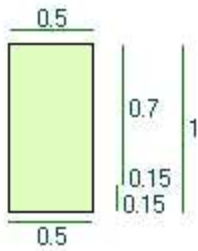
GEOMETRIA DE LA SUPERESTRUCTURA	
Long. Tablero a bdes ext (Ltot)(m)	12
Luz de Cálculo Lejes (m) <small>Lejes<=Ltot</small>	11.5
Ancho Tablero a bordes ext (m)	8
Separac. entre ejes de vigas (m)	1.93
Número de Vigas	4
Espesor de la Losa, ts (m)	0.18
Espesor Capa Rodadura (m)	0.05
DIMENSIONES VIGA TIPO : EN LA LUZ	
Ancho Patín Superior bfs (m)	0.5
Patín SUP: Esp. Top tfs1 (m)	0.15
Patín SUP: Esp. Bottom tfs2 (m)	0.15
Espesor del Alma, tw (m)	0.2
Altura del Alma, Hw (m)	0.4
Ancho Patín Inferior bfi (m)	0.5
Patín INF: Esp. Top tfi1 (m)	0.15
Patín INF: Esp. Bottom tfi2 (m)	0.15
DIMENSIONES VIGA TIPO : EN APOYOS	
Patín SUP: Esp. Inferior tfz2 (m)	0.07
Zona Anclaje: Long 1 (Const) (m)	0.5
Zona Anclaje: Long 2 (Variab) (m)	0.5
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> Barreras y Bordillos Carga Perm y Sobreimp </div>	
Definición de Barreras New Jersey (NJ)	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> NO NJ IZQ NO NJ DER No NJ Int Dobl </div>	
Dist. bde izq losa al Bdelzq Doble NJ, m <input type="text" value="3"/> Sep. Libre entre NJ (m) <input type="text" value="0"/>	
Definición de Bordillos y Barandas	
L Bord. IZQ (m)	0.35
EspBord IZQ(m)	0.25
L Bord.DER (m)	0.35
EspBord DER(m)	0.25
BARANDAS	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> NO Ext IZQ NO Ext DER </div>	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> NO Int IZQ NO Int DER </div>	
Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
F'c del Concreto Vigas (kg/cm ²)	350
F'c del Concreto Losa (kg/cm ²)	280
Fy Acero Losa y Vigas (kg/cm ²)	4200
Recubrim Centroid d' Losa (cm)	5

GEOMETRIA DEL TABLERO



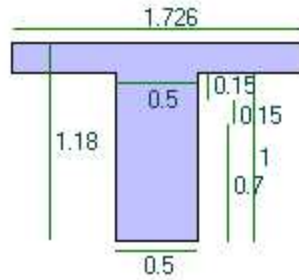
PROPIEDADES MECANICAS . VIGAS INTERIOR Y EXTERIOR

V.INTERIOR. Corte Apoyos, S. Simple



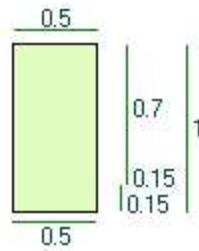
Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.5
Centroide Sup Ys (m)	0.5
Área Ssimple Ass (m2)	0.5
Inercia_xx Ix, m4	0.0417
Mód Sección Inf Si (m3)	0.0833
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.0833

V.INTERIOR. Corte Apoyos, S. Comp



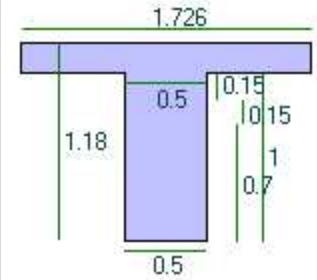
Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \sqrt{f_c \text{ vig}} / \sqrt{f_c \text{ los}}$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	0.73
Centroide Sup Ys (m)	0.45
Área Scomp Ass (m2)	0.8107
Inercia_xx Ix, m4	0.1092
Mód Sección Inf Si (m3)	0.1504
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.2406

V.EXTERIOR. Corte Apoyos, S. Simple



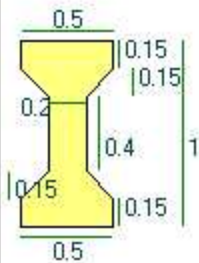
Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.5
Centroide Sup Ys (m)	0.5
Área Ssimple Ass (m2)	0.5
Inercia_xx Ix, m4	0.0417
Mód Sección Inf Si (m3)	0.0833
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.0833

V.EXTERIOR. Corte Apoyos, S. Comp



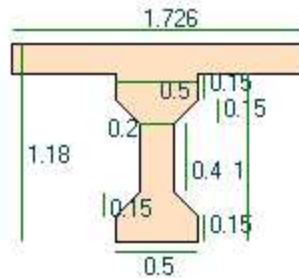
Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \sqrt{f_c \text{ vig}} / \sqrt{f_c \text{ losa}}$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	0.73
Centroide Sup Ys (m)	0.45
Área Scomp Asc (m2)	0.8107
Inercia_xx Ix, m4	0.1092
Mód Sección Inf Si (m3)	0.1504
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.2406

V.INTERIOR. Corte C.L. Secc Simple



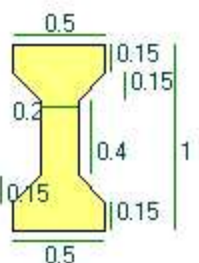
Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.5
Centroide Sup Ys (m)	0.5
Área Ssimple Ass (m2)	0.335
Inercia_xx Ix, m4	0.0372
Mód Sección Inf Si (m3)	0.0744
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.0744

V.INTERIOR. Corte C.L. Secc Comp



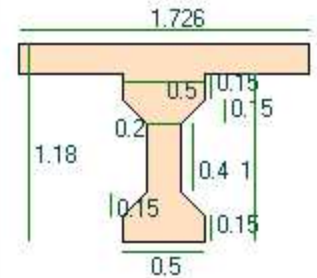
Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \sqrt{f_c \text{ vig}} / \sqrt{f_c \text{ los}}$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	0.78
Centroide Sup Ys (m)	0.4
Área Scomp Asc (m2)	0.6457
Inercia_xx Ix, m4	0.0942
Mód Sección Inf Si (m3)	0.1201
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.2377

V.EXTERIOR. Corte C.L. Secc Simple



Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.5
Centroide Sup Ys (m)	0.5
Área Ssimple Ass (m2)	0.335
Inercia_xx Ix, m4	0.0372
Mód Sección Inf Si (m3)	0.0744
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.0744

V.EXTERIOR. Corte C.L. Secc Comp

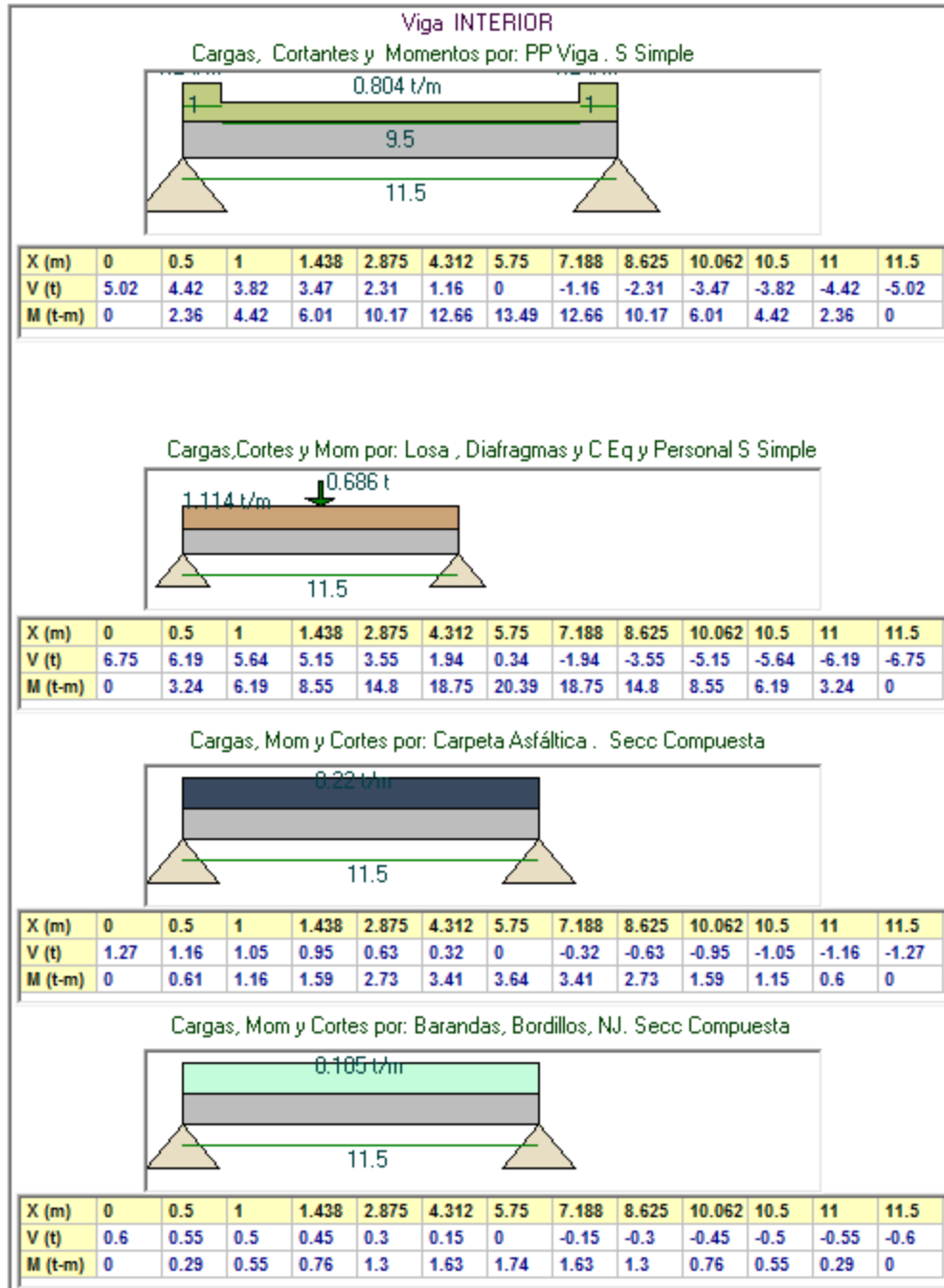


Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \sqrt{f_c \text{ vig}} / \sqrt{f_c \text{ losa}}$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	0.78
Centroide Sup Ys (m)	0.4
Área Scomp Asc (m2)	0.6457
Inercia_xx Ix, m4	0.0942
Mód Sección Inf Si (m3)	0.1201
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.2377

Cálculo Detallado de Cargas Muertas

Viga INTERIOR		
Solicitaciones por Peso Propio de la Viga . Sección Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Área Sección Simple.En Apoyos		0.5 m2
Carga Muerta W_DC Apoyos	0.5 x 2.4	1.2 t/m
Longitud de Aplicación	0.5 + 0.5	1 m
Área Sección Simple. En la Luz		0.335 m2
Carga Muerta W_DC en la Luz	0.335 x 2.4	0.804 t/m
Longitud de Aplicación	11.5 - 2 x 1	9.5 m
Solic. por PP. Losa,Riostra(s), Formaleta, Equipo, Personal. S. Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Promedio de Losa	0.18 + 0.02	0.2 m
Ancho Total de Losa		8 m
Carga de la Losa por Viga	8 x 0.2 x 2.4 / 4	0.96 t/m
Área del Diafragma Típico		1.144 m2
Carga Puntual de un Diafragma	1.144 x 0.25 x 2.4	0.686 t
Número de Diafragmas Interiores		1
Carga por Equipos y Personal		0.08 t/m2
Aferencia Viga		1.93 m
Carga Equipos y Pers por Viga	0.08 x 1.93	0.1544 t/m
Solicitaciones por Carpeta Asfáltica . Sección Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Carpeta Asfáltica		0.05 m
Ancho Losa (sin descuent Bord/NJ)		8 m
Carga Total Asfalto por Viga	0.05 x 8 x 2.2 / 4	0.22 t/m
Solicitaciones por Barandas, Bordillos, Barreras NJ. Secc. Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Carga de cada Baranda		0.15 t/m
Número de Barandas	0extizq+0extder+0intizq+0intder	0
Carga Barandas por Viga	0 x 0.15 / 4	0 t/m
Carga de Bordillo IZQ	0.35 x 0.25 x 2.4 / 4	0.052 t/m
Carga de Bordillo DER	0.35 x 0.25 x 2.4 / 4	0.052 t/m
Carga Bordillos por Viga		0.105 t/m
Area Barrera NJ Tipo		0.1974 m2
Carga de Barreras NJ	0.1974 x 2.4	0.474 t/m
Número de Barreras NJ	0 NJizq + 0 NJder + 0 int	0
Carga Barreras NJ por Viga	0.474 x 0 / 4	0 t/m

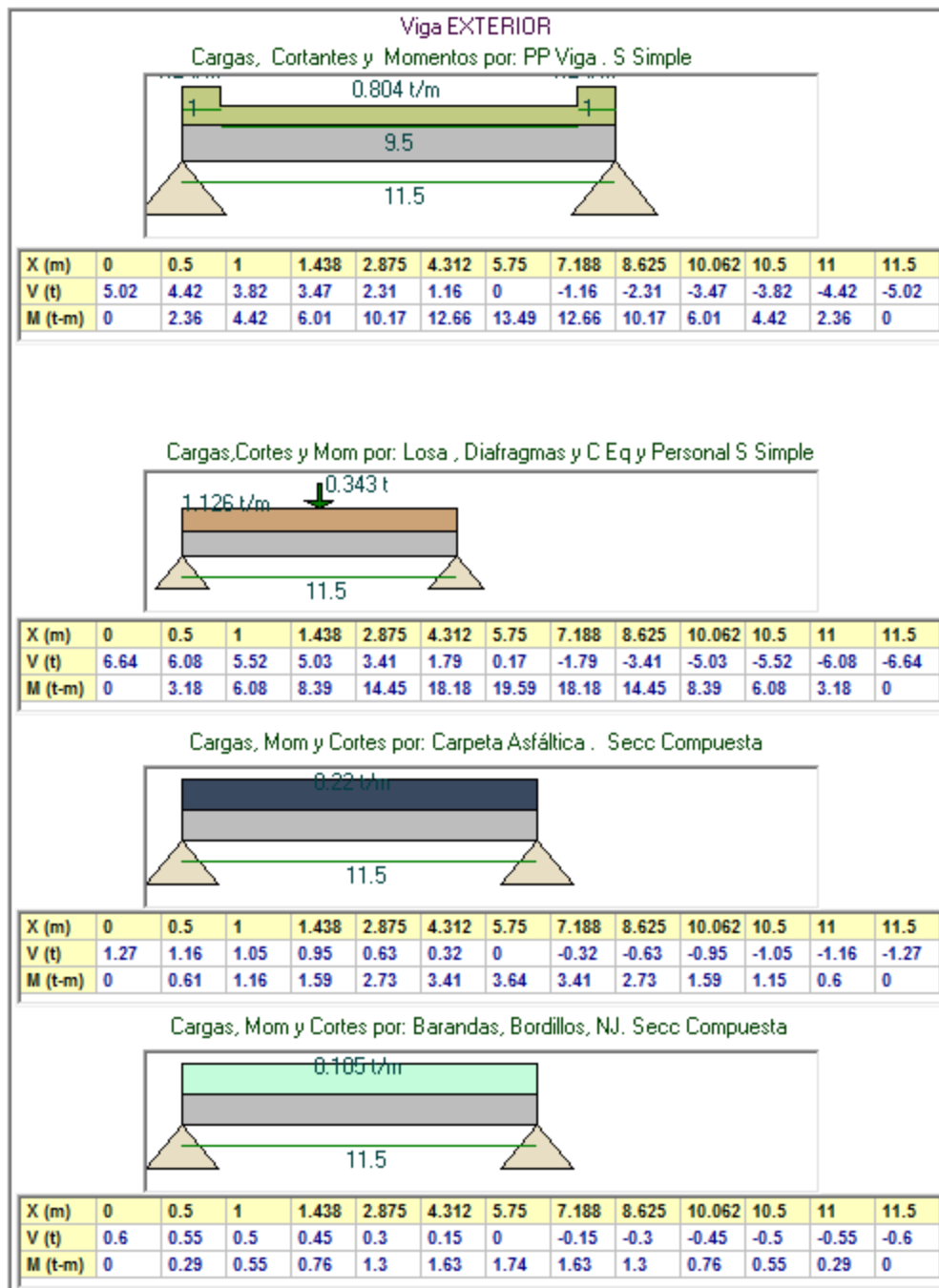
Cortantes y Momentos Internos



Cálculo Detallado de Cargas Muertas

Viga EXTERIOR		
Solicitaciones por Peso Propio de la Viga . Sección Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Área Sección Simple.En Apoyos		0.5 m2
Carga Muerta W_DC Apoyos	0.5×2.4	1.2 t/m
Longitud de Aplicación	$0.5 + 0.5$	1 m
Área Sección Simple. En la Luz		0.335 m2
Carga Muerta W_DC en la Luz	0.335×2.4	0.804 t/m
Longitud de Aplicación	$11.5 - 2 \times 1$	9.5 m
Solic. por PP. Losa,Riostra(s), Formaleta, Equipo, Personal. S. Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Promedio de Losa	$0.18 + 0.02$	0.2 m
Ancho Total de Losa		8 m
Carga de la Losa por Viga	$8 \times 0.2 \times 2.4 / 4$	0.96 t/m
Área del Diafragma Típico		1.144 m2
Carga Puntual de un Diafragma	$1.144 \times 0.25 \times 2.4 / 2$	0.343 t
Número de Diafragmas Interiores		1
Carga por Equipos y Personal		0.08 t/m2
Aferencia Viga	$1.93 / 2 + 1.105$	2.07 m
Carga Equipos y Pers por Viga	0.08×2.07	0.1656 t/m
Solicitaciones por Carpeta Asfáltica . Sección Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Carpeta Asfáltica		0.05 m
Ancho Losa (sin descuent Bord/NJ)		8 m
Carga Total Asfalto por Viga	$0.05 \times 8 \times 2.2 / 4$	0.22 t/m
Solicitaciones por Barandas, Bordillos, Barreras NJ. Secc. Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Carga de cada Baranda		0.15 t/m
Número de Barandas	$0 \times \text{tizq} + 0 \times \text{tder} + 0 \times \text{tizq} + 0 \times \text{tder}$	0
Carga Barandas por Viga	$0 \times 0.15 / 4$	0 t/m
Carga de Bordillo IZQ	$0.35 \times 0.25 \times 2.4 / 4$	0.052 t/m
Carga de Bordillo DER	$0.35 \times 0.25 \times 2.4 / 4$	0.052 t/m
Carga Bordillos por Viga		0.105 t/m
Area Barrera NJ Tipo		0.1974 m2
Carga de Barreras NJ	0.1974×2.4	0.474 t/m
Número de Barreras NJ	$0 \text{ NJizq} + 0 \text{ NJder} + 0 \text{ int}$	0
Carga Barreras NJ por Viga	$0.474 \times 0 / 4$	0 t/m

Cortantes y Momentos Internos



Cálculo de Momentos en Vigas por Carga Viva + Impacto

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. >= 4 vigas

1 carril cargado

$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

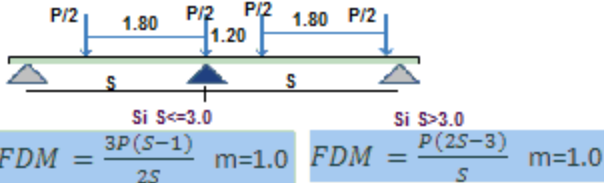
$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas

Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	1.93 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	11.5 m
Parámetro de Rigidez Longitudinal, Kg	0.172 m4
FDM directo (1 carr carg)	0.527
FDM directo (>=2 carriles carg)	0.677
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.6772

FD Momentos CV, FDM Vigas EXTERIORES

LEY DE LA PALANCA 1 carril carg >= 3 vigas

$$FDM_{viga_{ext}} (1carrilc) = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

$$g = \left(0.77 + \frac{d_e}{2800}\right) g_{int}; d_e = lvol_{ejes} - l_{bord}$$

LEY DE LA PALANCA 2 ó más carriles cargados . 3 vigas

Caso A . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 < Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{1.5P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 2.20)}{S} \quad m = 1.0$$

$$FDM = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

Caso B . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 \geq Lvol_{ejes} + S$

Chequeo de FDM

considerando
Losa Rígida. Art 4.6.2.2d

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}}{\sum x^2} \sum e$$

R: FDM NL: # Carriles
Carg Nb: # Vigas Xext:
Dist CG tablero a vigaext
x: Dist CG tablero a o/viga
e: exo carga a CG tablero

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	1.93 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	11.5 m
Fac Dist Mom, FDM LPalanc incluy m (1 carr carg)	0.954
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	1.105 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	1.165
Fact Distr FDMint, gint	0.677
Factor Distrib Mom, FDM (g) (2 carriles carg)	0.789
Fact Distr de Mom, (2 carr carg) por Ley Palanca	-
Fact Dist Mom,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.766
Fact Dist Mom,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.811
Fact Distr de Mom, FDM dominante	0.9544

MOMENTOS POR CAMIÓN, TÁNDEM, C. DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES POR CARRIL Y POR VIGA (t-m)

X (m)	0	0.5	1	1.438	2.875	4.312	5.75	7.188	8.625	10.062	10.5	11	11.5
Mom por Camión+Imp	0	16.93	31.78	43.05	68.88	80.42	80.42	80.42	68.88	43.05	31.78	16.93	0
Mom por Tándem+Imp	0	15.03	28.62	39.32	66.67	82.13	85.62	82.13	66.67	39.32	28.62	15.03	0
Mom Carril de Diseño	0	2.83	5.41	7.45	12.77	15.96	17.03	15.96	12.77	7.45	5.41	2.83	0
Mom Camión+Imp+Carril	0	19.76	37.19	50.5	81.65	96.38	97.45	96.38	81.65	50.5	37.19	19.76	0
Mom Tándem+Imp+Carril	0	17.87	34.03	46.77	79.44	98.09	102.65	98.09	79.44	46.77	34.03	17.87	0
Mom Domin CV+Imp por Vía	0	19.76	37.19	50.5	81.65	98.09	102.65	98.09	81.65	50.5	37.19	19.76	0
Mom CV+Imp por Viga INT	0	13.38	25.19	34.2	55.3	66.43	69.51	66.43	55.3	34.2	25.19	13.38	0
Mom CV+Imp por Viga EXT	0	18.86	35.49	48.2	77.93	93.62	97.97	93.62	77.93	48.2	35.49	18.86	0

RESUMEN VIGA CRÍTICA DE DISEÑO

RESUMEN VIGA CRÍTICA DE DISEÑO	
ÍTEM	VALOR
Mmáx CV+Imp Viga Interior	69.51 t-m
Mmáx CV+Imp Viga Exterior	97.97 t-m
Mmáx CV+Imp Dominante	97.97 t-m
Viga Crítica:	Viga EXTERIOR
Dimensiones C.L. Sección Simple	
Ancho Patín Superior bfs	0.5 m
Patín SUP: Esp. Top tfs1	0.15 m
Patín SUP: Esp. Bottom tfs2	0.15 m
Espesor del Alma, tw	0.2 m
Altura del Alma, Hw	0.4 m
Ancho Patín Inferior bfi	0.5 m
Patín INF: Esp. Top tfi1	0.15 m
Patín INF: Esp. Bottom tfi2	0.15 m
Ancho Efect b' (Secc Comp)	1.726 m
Espesor Losa (Secc Comp)	0.18 m
Altura Total Secc Simple	1 m
Altura Total Secc Comp	1.18 m
Prop. Mecánicas Secc Simple C.L.	
Centroide Inf Yi_ss	0.5 m
Centroide Sup Ys_ss	0.5 m
Área Ssimple A_ss	0.335 m2
Inercia_xx Ix_ss	0.0372 m4
Mód Sección Inf Si_ss	0.074 m3
Mód Sección Sup Ss_ss	0.074 m3
Prop. Mecánicas Secc Compuesta C.L.	
Centroide Inf Yi_sc	0.784 m
Centroide Sup Ys_sc	0.396 m
Área Ssimple A_sc	0.646 m2
Inercia_xx Ix_sc	0.0942 m4
Mód Sección Inf Si_sc	0.12 m3
Mód Sección Sup Ss_sc	0.238 m3

TODAS las Vigas se Diseñarán Iguales a la Crítica

Cálculo Preliminar de la Fuerza de Presfuerzo

Información Técnica de los Torones de Presfuerzo						Fuerza Res Lim de 1 Torón
Grado	1725 (250)					11.53 t
Designación del Torón	# 13					Área de 1 Torón
Dist Cable Equiv a fondo viga CL (m)	0.14					0.93 cm ²
Penetración de Cuña (fabricante) mm	6					
% Total de Pérd de Fza Presf (transf)	20					

Grado	Denom.	Diám, cm	Área, cm ²	Res. Rotura Mín, t	Res. Última, t	Res. Lim(desp.pérd), t
250	# 13	1.27	0.93	16.01	14.41	11.53
250	# 15	1.52	1.39	24.02	21.62	17.29
270	# 13	1.27	0.99	18.73	16.86	13.49
270	# 15	1.52	1.40	26.76	24.08	19.27

fpy= 0.9fpu Esf Lím (Est Serv) = 0.8fpy [desp pérdidas]

Solicitaciones de la Viga Crítica. C.L.

	ÍTEM	Descripción	Valor (t-m)
Sección Simple	M.DC_ppv	Mom por p.p viga	13.49
	M.DC_los.r.eqp	Mom por p.p losa+riostr+equip+person	19.59
		Mom E.Lím.Servicio Secc.Simple	33.08
Sección Compuesta	M.DW_asf	Mom por asfalto	3.64
	M.DC_barr	Mom por bordillos, barandas y NJ	1.74
	M.L+i	Mom por Camión de Diseño	97.97
		Mom E.Lím.Servicio Secc.Comp.	103.34

Esfuerzos en una Viga Postensada Simplemente Apoyada . Ecuación General

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} - \frac{PeY_{inf}}{I} + \frac{MY_{inf}}{I} \qquad \sigma_{sup} = -\frac{P}{A} + \frac{PeY_{sup}}{I} - \frac{MY_{sup}}{I}$$

Filosofía de Diseño: Igualar el Esf en la Fibra Inf al Máx Esf Adm por Norma (0.5sqr(Fc))

$$\sigma_{adm\ tracc(i)} = -\frac{P_{t=\infty}}{A_{SC.CL}} - \frac{P_{t=\infty}e}{S_i\ SC.CL} + \frac{M_{serv.SC}}{S_i\ SC.CL} + \frac{M_{serv.SS}}{S_i\ SS.CL}$$

A partir de la ecuación ant. se obtiene la Fuerza de Prefuerzo en Etapa de Servicio

$$P_{t=\infty} = \frac{\frac{M_{serv.SC}}{S_i\ SC.CL} + \frac{M_{serv.SS}}{S_i\ SS.CL} - \sigma_{adm\ tracc(i)}}{\frac{1}{A_{SC.CL}} + \frac{e}{S_i\ SC.CL}}$$

$$P_{t=0} = \frac{P_{t=\infty}}{1 - \frac{\%Pérd}{100}}$$

CÁLCULO INICIAL DE LA FUERZA DE PRESFUERZO

CÁLCULO INICIAL DE LA FUERZA DE PRESFUERZO		
ÍTEM	Descripción	Valor
exc e	Excentricidad del cable resultante en el C.L.	0.644 m
Sigma tr adm	Esf Máx Admisible a Tracción en el concreto	295.8 t/m2
P (t=infin)	Fuerza de Presfuerzo en etapa servicio en C.L.	146.06 t
P (t=0)	Fuerza de Presfuerzo durante transfer. en C.L.	182.58 t
NúmMín Tor	Número Requerido de Torones	16

Convención

+ Tensión

- Compresión

DISTRIBUCIÓN DE LOS CABLES Y TORONES

Número Total de Cables

Asistente para Llenar la Tabla

Aplicar Valores al Cable Cable #

Número de Torones en el Cable

Tensionamiento (1ero ó 2do)

Tabla de Cables y Torones

Cable	Núm Torones	Tensionamiento
1	3	1er Tens.
2	3	1er Tens.
3	2	1er Tens.
4	4	2do Tens.
5	4	2do Tens.

Núm Total de Torones Colocados **16**

Núm Total de Torones Calculados **16**

Verificación: **Tor Coloc = Tor Calc OK**

Núm Torones Colocados 1er Tens. **8**

ESFUERZOS EN EL CONCRETO EN EL CENTRO DE LA LUZ

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pe}{S_{INFss}} + \frac{M_{ppvigSS}}{S_{INFss}}$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{S_{supss}} - \frac{M_{ppvigSS}}{S_{supss}}$$

Ítem	Detalle	Valor
P	Fuerza de Presf CL (transf) por Torones Colocados	184.48 t
Exc Cable SS	Excentricidad del Cable Equivalente (S. Simple)	0.36 m
Esf Inf SS	Esfuerzo Actuante Inf en C.L. (Secc. Simple)	-1262.07 t/m2
Esf Adm Compr	Esf.Máx.Admis.Compres. en el concreto (S Simp)	-1680 t/m2
Chequeo	Esf.Act vs Esf.Adm. Analiza si se debe Fraccionar el Tens	1262.07 <= 1680 OK!. No Req Fr

Se Continúa el Cálculo con los Torones COLOCADOS

Definición Posición Ductos en Anclaje y C.L. 1er y 2do Tensionamientos. Trazado de los Cables (1er Tens)

Posición Ductos Zona Anclaje.1er Tensionamiento

Corte de la Sección Simple en Zona Anclaje

Asistente para Llenar la Tabla Ductos en...

Brazo fondo viga a eje ducto (m) **0.9**

Aplicar Valor al Ducto No. **1**

Ducto	Brazo Y Ducto (m)
1	0.8
2	0.65
3	0.5

Diámetro Mínimo de un Ducto (Art 5.4.6.2)

$$\phi_{min.ducto} = \sqrt{4A_{torones} * 2.5/\pi}$$

Definir TODOS los Ductos para Continuar

Recubrim Lateral Libre Ducto (cm) **4**

Igual Diámetro en todos los Ductos **Sí**

Posición de los Ductos en el C. L.

Ducto	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	Diámetro Mín (m)
1	0.06	0.14	0.04
2	0.16	0.14	0.04
3	0.25	0.14	0.04
4	0.35	0.14	0.04
5	0.44	0.14	0.04

Corte de la Sección Simple en C.L.

Ecuaciones para determinar el Trazado de los Cables : 1er. Tensionamiento

Ecuación de la Parábola

$$f = \text{Brazo}_{\text{cable en apoyo}} - \text{Dist}_{\text{cable a q-fondo viga}}$$

$$h = Y_{\text{inf SS}} - e$$

$$e_{\text{apoyo}} = Y_{\text{inf SS}} - \text{Brazo}_{\text{cable en apoyo}}$$

$$Y = e = \frac{4f}{L^2} (Lx - x^2) + e_{\text{apoyo}}$$

Gráfica del Trazado Longitudinal de los Cables de Presfuerzo. 1er Tensionamiento

Ordenadas h de los Cables de Presfuerzo. Primer Tensionamiento

X (m)	0	0.5	1	1.438	2.875	4.312	5.75	7.188	8.625	10.062	10.5	11	11.5
h cable(1)	0.8	0.69	0.59	0.511	0.305	0.181	0.14	0.181	0.305	0.511	0.59	0.69	0.8
h cable(2)	0.65	0.565	0.488	0.427	0.268	0.172	0.14	0.172	0.268	0.427	0.488	0.565	0.65
h cable(3)	0.5	0.44	0.386	0.342	0.23	0.163	0.14	0.163	0.23	0.342	0.386	0.44	0.5

Propiedades Sección Neta . Esfuerzos en C.L. (Transferencia)

Propiedades Sección Neta de Concreto, en la Transferencia	Esfuerzos en el C.L. durante la Transferencia																																																				
$A_N = A_g - A_{duct} \qquad Y_i = \frac{A_g Y_g - A_{duct} Y_g}{A_N}$ $I_N = I_g + A_g (Y_i - Y_g)^2 - A_{duct} (Y_i - Y_{duct})^2$ $S_s = \frac{I_N}{Hviga - Y_i} \qquad S_i = \frac{I_N}{Y_i}$ <p style="text-align: center;">PROPIEDADES SECCIONES BRUTA Y NETA</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>ÍTEM</th> <th>VALOR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Prop. Mecán. Secc Simple C.L. BRUTA</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (br)</td> <td>0.5 m</td> </tr> <tr> <td>Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (br)</td> <td>0.5 m</td> </tr> <tr> <td>Área Ssimple A_{ss} (br)</td> <td>0.335 m²</td> </tr> <tr> <td>Inercia_xx $I_{x_{ss}}$(br)</td> <td>0.0372 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$(br)</td> <td>0.074 m³</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$(br)</td> <td>0.074 m³</td> </tr> <tr> <td>Prop. Mecán. Secc Simple C.L. NETA</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (neta)</td> <td>0.507 m</td> </tr> <tr> <td>Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (neta)</td> <td>0.493 m</td> </tr> <tr> <td>Área Ssimple A_{ss} (neta)</td> <td>0.329 m²</td> </tr> <tr> <td>Inercia_xx $I_{x_{ss}}$ (neta)</td> <td>0.0364 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$ (neta)</td> <td>0.072 m³</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$ (neta)</td> <td>0.074 m³</td> </tr> </tbody> </table>	ÍTEM	VALOR	Prop. Mecán. Secc Simple C.L. BRUTA		Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (br)	0.5 m	Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (br)	0.5 m	Área Ssimple A_{ss} (br)	0.335 m ²	Inercia_xx $I_{x_{ss}}$ (br)	0.0372 m ⁴	Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$ (br)	0.074 m ³	Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$ (br)	0.074 m ³	Prop. Mecán. Secc Simple C.L. NETA		Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (neta)	0.507 m	Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (neta)	0.493 m	Área Ssimple A_{ss} (neta)	0.329 m ²	Inercia_xx $I_{x_{ss}}$ (neta)	0.0364 m ⁴	Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$ (neta)	0.072 m ³	Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$ (neta)	0.074 m ³	<p>ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL CONCRETO</p> <p>A Compresión (Art 5.9.4.1.1) $\sigma_{adm} = -0.60 f'_{ci} = -0.60 * 0.8 f'_c$</p> <p>A Tensión (Art 5.9.4.1.2-1) Convención Tensión Compresión</p> <p>$\sigma_{adm} = 0$</p> $\sigma_{inf.net} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.net}} - \frac{P_{1tens}e}{S_{INFss.net}} + \frac{M_{ppvigSS}}{S_{INFss.net}}$ $\sigma_{sup.net} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.net}} + \frac{P_{1tens}e}{S_{SUPss.net}} - \frac{M_{ppvigSS}}{S_{SUPss.net}}$ $\sigma_{inf.bru} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.bru}} - \frac{P_{1tens}e}{S_{INFss.bru}} + \frac{M_{ppvigSS}}{S_{INFss.bru}}$ $\sigma_{sup.bru} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.bru}} + \frac{P_{1tens}e}{S_{SUPss.bru}} - \frac{M_{ppvigSS}}{S_{SUPss.bru}}$ <div style="text-align: center;"> <table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>Esf Adm a Compresión</td> <td style="background-color: #cccccc;">1680 t/m²</td> </tr> <tr> <td>Esf Adm a Tensión</td> <td style="background-color: #cccccc;">0 t/m²</td> </tr> </table> </div> <p>ESFUERZOS EN EL CONCRETO. C.L. SECCION NETA</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>ÍTEM</th> <th>Valor</th> <th>Verificación</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Esf Fibra Inf</td> <td>-555.42 t/m²</td> <td style="background-color: #d9ead3;">555.42 <= 1680 OK</td> </tr> <tr> <td>Esf Fibra Sup</td> <td>-13.26 t/m²</td> <td style="background-color: #d9ead3;">13.26 <= 1680 OK</td> </tr> </tbody> </table> <p>ESFUERZOS EN EL CONCRETO. C.L. SECCION BRUTA</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>ÍTEM</th> <th>Valor</th> <th>Verificación</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Esf Fibra Inf</td> <td>-540.38 t/m²</td> <td style="background-color: #d9ead3;">540.38 <= 1680 OK</td> </tr> <tr> <td>Esf Fibra Sup</td> <td>-7.99 t/m²</td> <td style="background-color: #d9ead3;">7.99 <= 1680 OK</td> </tr> </tbody> </table>	Esf Adm a Compresión	1680 t/m²	Esf Adm a Tensión	0 t/m²	ÍTEM	Valor	Verificación	Esf Fibra Inf	-555.42 t/m ²	555.42 <= 1680 OK	Esf Fibra Sup	-13.26 t/m ²	13.26 <= 1680 OK	ÍTEM	Valor	Verificación	Esf Fibra Inf	-540.38 t/m ²	540.38 <= 1680 OK	Esf Fibra Sup	-7.99 t/m ²	7.99 <= 1680 OK
ÍTEM	VALOR																																																				
Prop. Mecán. Secc Simple C.L. BRUTA																																																					
Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (br)	0.5 m																																																				
Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (br)	0.5 m																																																				
Área Ssimple A_{ss} (br)	0.335 m ²																																																				
Inercia_xx $I_{x_{ss}}$ (br)	0.0372 m ⁴																																																				
Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$ (br)	0.074 m ³																																																				
Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$ (br)	0.074 m ³																																																				
Prop. Mecán. Secc Simple C.L. NETA																																																					
Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (neta)	0.507 m																																																				
Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (neta)	0.493 m																																																				
Área Ssimple A_{ss} (neta)	0.329 m ²																																																				
Inercia_xx $I_{x_{ss}}$ (neta)	0.0364 m ⁴																																																				
Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$ (neta)	0.072 m ³																																																				
Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$ (neta)	0.074 m ³																																																				
Esf Adm a Compresión	1680 t/m²																																																				
Esf Adm a Tensión	0 t/m²																																																				
ÍTEM	Valor	Verificación																																																			
Esf Fibra Inf	-555.42 t/m ²	555.42 <= 1680 OK																																																			
Esf Fibra Sup	-13.26 t/m ²	13.26 <= 1680 OK																																																			
ÍTEM	Valor	Verificación																																																			
Esf Fibra Inf	-540.38 t/m ²	540.38 <= 1680 OK																																																			
Esf Fibra Sup	-7.99 t/m ²	7.99 <= 1680 OK																																																			

Pérdidas por Fricción y Curvatura

Pérdidas por Fricción y Curvatura Involuntaria del Cable

$$P_A = P_x e^{-(\mu\alpha + Kx)}$$

$\mu = 0.25$ $\alpha = 0.00066$ Pérd por Curv Involunt = $KX = 0.00066X$

P_A = Fuerza de Presfuerzo en el anclaje

P_x = Fuerza en la sección a una dist X del anclaje

CÁLCULO DE LOS ÁNGULOS DE SALIDA DE LOS CABLES

$$Y = \frac{4f}{L^2} (Lx - x^2) \quad Y' = \tan \alpha \approx \alpha$$

$$Y' = \alpha = \frac{4f}{L^2} (L - 2x)$$

Variac. Ang. de la Pendiente de Cable i en secc a x del apoyo

$$\mu\Delta\alpha_{i,x} = \mu\alpha_{i,x=0} - \mu\alpha_{i,x}$$

Ángulo de Salida, Variación Angular, Curvatura Involuntaria de cada Cable

Cable	4f/L ²	Áng Cable (Rads)	Áng Cable (Grados)	Variac Ang 0 -> x	Curv.Involunt
1	0.01996	0.22957	13.2	0.00998X	0.00066X
2	0.01543	0.17739	10.2	0.00771X	0.00066X
3	0.01089	0.12522	7.2	0.00544X	0.00066X

Esfuerzos en el Concreto (Transferencia) . 1er Tensionamiento

Esfuerzos Admisibles en el Concreto													
A Compresión (Art 5.9.4.1.1)						A Tensión (Art 5.9.4.2.2-1)						Esf Adm a Compresión	
$\sigma_{adm} = -0.60f'_{ci} = -0.60 * 0.8f'_c$						$\sigma_{adm} = 0$						1680 t/m2	
Convención		Tensión		Compresión		Para la Tabla $kk = \mu\Delta\alpha + KX$						Esf Adm a Tensión	
												0	
Estado de Esfuerzos en el Concreto durante la Transferencia de Fuerza de Presf. 1er Tens													
X (m)	0	0.5	1	1.438	2.875	4.312	5.75	7.188	8.625	10.062	10.5	11	11.5
kk (1)	0	0.0053	0.0106	0.0153	0.0305	0.0458	0.0611	0.0764	0.0917	0.1070	0.1117	0.1170	0.1223
kk (2)	0	0.0041	0.0083	0.0120	0.0240	0.0361	0.0481	0.0601	0.0722	0.0842	0.0879	0.0921	0.0962
kk (3)	0	0.0030	0.0061	0.0087	0.0175	0.0263	0.0351	0.0438	0.0526	0.0614	0.0640	0.0671	0.0702
P (1)(t)	36.77	36.58	36.38	36.21	35.66	35.12	34.59	34.06	33.55	33.04	32.89	32.71	32.54
P (2)(t)	36.3	36.14	35.99	35.86	35.43	35.01	34.59	34.18	33.77	33.36	33.24	33.1	32.96
P (3)(t)	23.88	23.81	23.74	23.68	23.47	23.26	23.06	22.86	22.66	22.46	22.4	22.33	22.26
e (1)(m)	-0.3	-0.19	-0.09	-0.01	0.2	0.32	0.36	0.32	0.2	-0.01	-0.09	-0.19	-0.3
e (2)(m)	-0.15	-0.07	0.01	0.07	0.23	0.33	0.36	0.33	0.23	0.07	0.01	-0.07	-0.15
e (3)(m)	0	0.06	0.11	0.16	0.27	0.34	0.36	0.34	0.27	0.16	0.11	0.06	0
Suma P(t)	96.95	96.53	96.12	95.75	94.57	93.4	92.24	91.1	89.97	88.86	88.53	88.15	87.77
Suma Pe tm	-16.48	-7.89	-0.14	5.94	21.53	30.53	33.21	29.79	20.51	5.61	-0.01	-7.04	-14.71
Área(m2)	0.5	0.5	0.5	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.5	0.5	0.5
Sinf(m3)	0.0833	0.0833	0.0833	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0833	0.0833	0.0833
Ssup(m3)	0.0833	0.0833	0.0833	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0833	0.0833	0.0833
MDC(t-m)	0	2.36	4.42	6.01	10.17	12.66	13.49	12.66	10.17	6.01	4.42	2.36	0
EsfInf t/m2	4	-70	-137	-285	-435	-519	-540	-502	-408	-260	-124	-63	1
EsfSup t/m2	-392	-316	-247	-287	-130	-39	-10	-42	-130	-271	-230	-289	-352
EsfAdm t/m2	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680
Chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Pérdidas por Acortamiento Elástico

Pérdidas por Acortamiento Elástico (ES) . Primer Tensionamiento Art 5.9.5.2.3

Pérdidas por Acortamiento Elástico

Art 5.9.5.2.3.a-1

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} \Delta f_{cgp}$$

$$E_{ci} = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

$$\Delta P_{ES} = A_{sp} \Delta f_{pES}$$

Delta fpES = Pérdida de Esfuerzo en CADA cable (1er Tens) por Acortam Elástico

Delta PES = Pérdida de Fuerza en CADA cable (1er Tens) por Acortam Elástico

N = Número Total de Torones Idénticos, 1er Tensionam.

Eci = Módulo Elástico del Concreto

Ep = Módulo Elástico del Acero de Prefuerzo

Delta fcgp = Suma Esfzos en el Concreto (CL) en C.G. Torones por Tensionam + P.Pviga

Pérdida por Acortamiento Elástico

ÍTEM	VALOR
Mód Elást Eci	2509800.6 t/m2
Mód Elást Ep	19700000 t/m2
Núm Tor N	8
Esfzo CL fcgp	540.756 t/m2
Pérd Esf.DeltafpES	1857 t/m2
Pérd Fza.DeltafpES	0.5 t / cable

Pérdidas por Corrimiento del Anclaje (Cuña)

Pérdidas por Corrimiento del Anclaje

Pérdidas por Corrimiento del Anclaje

$$W = \sqrt{\frac{\Delta L_c E_{ps} A_{ps}}{\Delta_p}}$$

$$\Delta_p = 2\Delta_p W$$

$$\Delta_p = \frac{P_o - P_L}{L}$$

$$\Delta L_c = Penetr Cuña$$

W = Distancia a la que el efecto de penetración de cuña se vuelve cero

Eps = Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo

Aps = Área del Acero de Presfuerzo

Eci = Módulo Elástico del Concreto

Po = Fuerza de Presfuerzo en el Anclaje Activo

PL = Fuerza de Presfuerzo en el otro extremo de la Viga (No activo)

L = Longitud de la Viga Postensada

Pérdidas por Penetración de Cuña para cada Cable. 1er Tensionamiento

Cable	Fza P(A)(t)	Fza P(P)(t)	L.Viga (m)	Aps(m2)	Penetrac.Cuña(m)	Delta p (tm)	Long.W (m)	Delta P(t)
1	36.77	32.54	11.5	0.00028	0.006	0.368	9.46	6.97
2	36.3	32.96	11.5	0.00028	0.006	0.29	10.67	6.18
3	23.88	22.26	11.5	0.00019	0.006	0.141	12.5	3.52

Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

Tabla de Fuerzas Efectivas en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas (t)

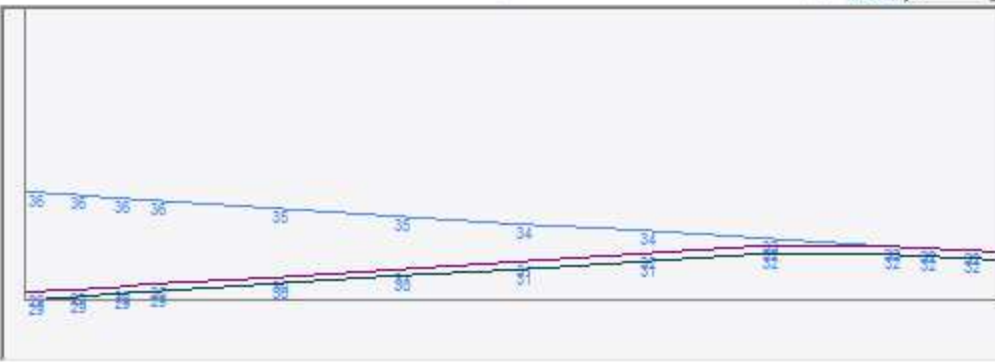
X (m)	0	0.5	1	1.438	2.875	4.312	5.75	7.188	8.625	10.062	10.5	11	11.5
F.A.Cable(1)	36.8	36.6	36.4	36.2	35.7	35.1	34.6	34.1	33.5	33	32.9	32.7	32.5
F.B.Cable(1)	29.8	30	30.2	30.3	30.9	31.4	31.9	32.4	33	33	32.9	32.7	32.5
F.C.Cable(1)	29.3	29.5	29.7	29.8	30.3	30.9	31.4	31.9	32.5	32.5	32.4	32.2	32
F.A.Cable(2)	36.3	36.1	36	35.9	35.4	35	34.6	34.2	33.8	33.4	33.2	33.1	33
F.B.Cable(2)	30.1	30.3	30.4	30.5	30.9	31.4	31.8	32.2	32.6	33	33.2	33.1	33
F.C.Cable(2)	29.6	29.7	29.9	30	30.4	30.8	31.3	31.7	32.1	32.5	32.6	32.6	32.4
F.A.Cable(3)	23.9	23.8	23.7	23.7	23.5	23.3	23.1	22.9	22.7	22.5	22.4	22.3	22.3
F.B.Cable(3)	20.4	20.4	20.5	20.6	20.8	21	21.2	21.4	21.6	21.8	21.8	21.9	22
F.C.Cable(3)	19.8	19.9	20	20	20.3	20.5	20.7	20.9	21.1	21.3	21.3	21.4	21.5

F.A.Cable(i) = Fuerza en el Cable (i) después de Pérdidas por Fricción y Curvatura Involuntaria

F.B.Cable(i) = Fuerza en el Cable (i) después de Pérdidas por Corrimiento del Anclaje (Cuña) (Acum)

F.C.Cable(i) = Fuerza en el Cable (i) después de Pérdidas por Acortamiento Elástico (Acum)

1er Tensionam: Fuerzas Efect en el Cable después de Pérdidas Instantán. (t) Cable **1**



Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

F.E.
Hoja:1

Esfuerzos en el Concreto Transferencia . 1er Tens

Esfuerzos Admisibles en el Concreto													
A Compresión (Art 5.9.4.2.1-1)												Esf Adm a Compresión	
$\sigma_{adm} = -0.45f'_c$												1575 t/m2	
Convención + Tensión - Compresión												Esf Adm a Tensión	
												0	
Estado de Esfuerzos en el Concreto durante la Transferencia de Fuerza de Presf. 1er Tens													
X (m)	0	0.5	1	1.438	2.875	4.312	5.75	7.188	8.625	10.062	10.5	11	11.5
P (1)(t)	29.28	29.47	29.65	29.81	30.34	30.87	31.4	31.93	32.46	32.52	32.37	32.19	32.02
P (2)(t)	29.6	29.74	29.89	30.01	30.43	30.85	31.26	31.68	32.09	32.51	32.64	32.58	32.45
P (3)(t)	19.85	19.92	19.99	20.05	20.25	20.45	20.66	20.86	21.06	21.26	21.33	21.4	21.47
e (1)(m)	-0.3	-0.19	-0.09	-0.01	0.2	0.32	0.36	0.32	0.2	-0.01	-0.09	-0.19	-0.3
e (2)(m)	-0.15	-0.07	0.01	0.07	0.23	0.33	0.36	0.33	0.23	0.07	0.01	-0.07	-0.15
e (3)(m)	0	0.06	0.11	0.16	0.27	0.34	0.36	0.34	0.27	0.16	0.11	0.06	0
Suma P(t)	78.73	79.13	79.53	79.88	81.02	82.17	83.32	84.47	85.62	86.3	86.33	86.17	85.93
Suma Pe tm	-13.22	-6.35	-0.04	5.02	18.46	26.86	30	27.61	19.48	5.36	-0.1	-6.97	-14.47
Área(m2)	0.5	0.5	0.5	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.5	0.5	0.5
Sinf(m3)	0.0833	0.0833	0.0833	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0833	0.0833	0.0833
Ssup(m3)	0.0833	0.0833	0.0833	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0833	0.0833	0.0833
MDC(t-m)	0	5.6	10.61	14.57	24.97	31.41	33.88	31.41	24.97	14.57	10.61	5.6	0
EsfInf t/m2	1	-15	-31	-110	-154	-184	-196	-201	-182	-134	-44	-22	2
EsfSup t/m2	-316	-302	-287	-367	-329	-306	-301	-303	-329	-381	-301	-323	-346
EsfAdm t/m2	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575
Chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Posición Ductos Zona Anclaje . 2do T

Posición Ductos Zona Anclaje. 2do Tensionamiento

Brazo Cable (nCab1t + 1)
0.5 m

Brazo Cable (nCab1t + i)
1 m

Se ubican los cables en el inicio y final (si se requiere un 2do cable) de la región variable de la zona de anclaje.

Ducto	Brazo X Ducto (m)
4	0.5
5	1

Si se requieren más de dos cables en 2do tensionamiento, es más eficiente mejorar la sección (vigas y/o tablero) y/o el aumentar el f'c del concreto

nCab1t = Núm Cables del 1er Tens.

Diámetro Mínimo de un Ducto (Art 5.4.6.2) $\phi_{\min.ducto} = \sqrt{4A_{torones} * 2.5/\pi}$

Ecuaciones para determinar el Trazado de los Cables : 1er. Tensionamiento

Ecuación de la Parábola

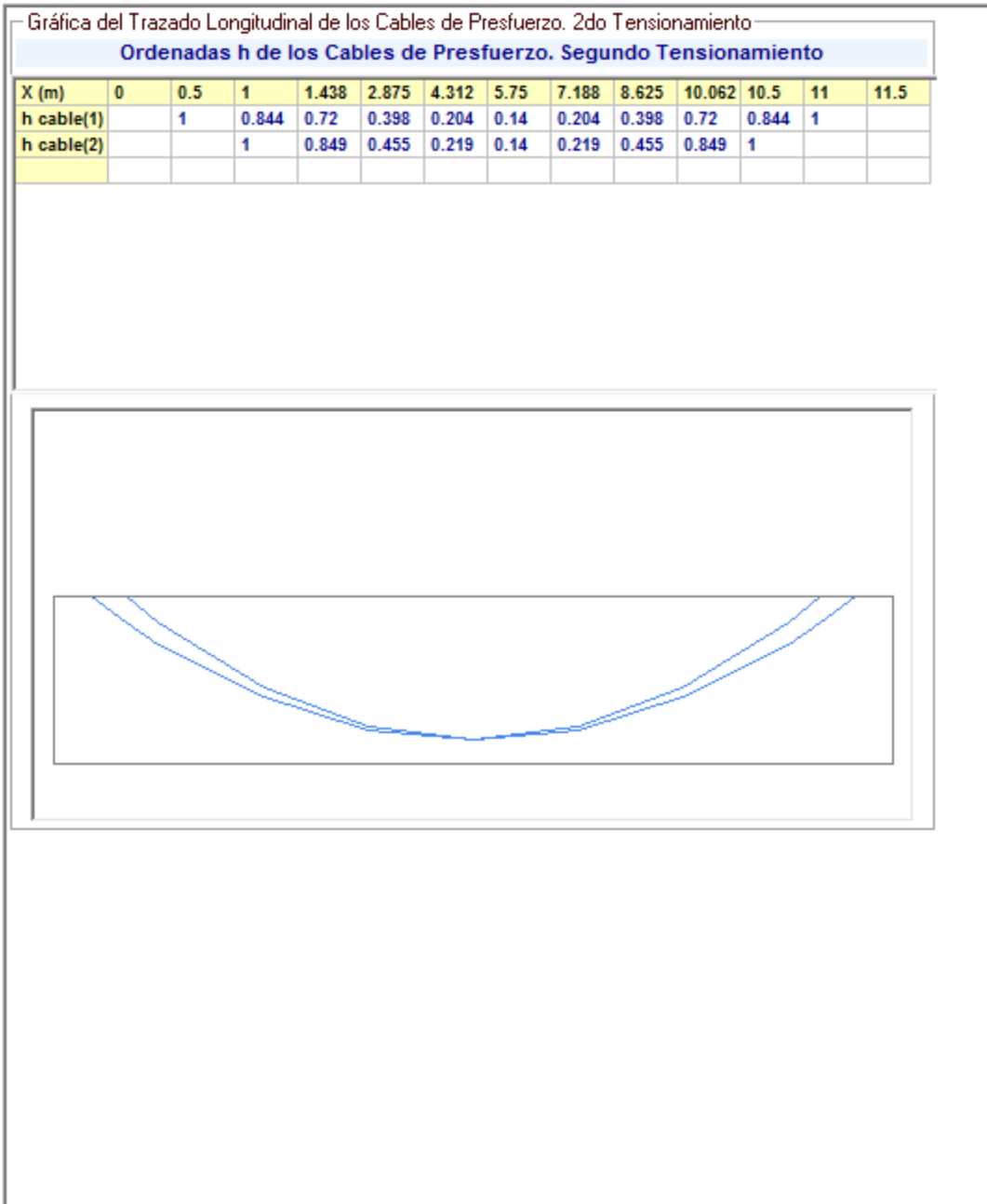
$f = Brazo_{cable\ en\ apoyo} - Dist_{cableq} - fondo\ viga$ $h = Y_{infSC} - e$

$e_{apoyo} = Y_{infSC} - Brazo_{vertcable}$ $Y = e = \frac{4f}{L^2} (Lx - x^2) + e_{apoyo}$

Posición de los Cables del 2do Tensionamiento

Mom
Hoja:2

Ordenadas h de los Cables de Presfuerzo. 2do T



Ángulo de Salida, Variación Angular, Curvatura de cada Cable

$$P_A = P_x e^{-(\mu\alpha + Kx)}$$

$$\mu = 0.25 \quad \alpha = 0.00066 \quad \text{Pérd por Curv Involunt} = KX = 0.00066X$$

P_A = Fuerza de Presfuerzo en el anclaje

P_x = Fuerza en la sección a una dist X del anclaje

CÁLCULO DE LOS ÁNGULOS DE SALIDA DE LOS CABLES

$$Y = e = \frac{4f}{L^2} (L(x - \text{braz. hor. cable}) - (x - \text{braz. hor. cabl})^2) + e_{ap}$$

$$Y' = \tan \alpha \approx \alpha$$

$$Y' = \alpha = \frac{4f}{L^2} (L - 2(x - \text{braz. hor. cable}))$$

Variac. Ang. de la Pendiente de Cable i en secc a x del apoyo

$$\mu\Delta\alpha_{i,x} = \mu\alpha_{i,x=0} - \mu\alpha_{i,x}$$

Ángulo de Salida, Variación Angular, Curvatura Involuntaria de cada Cable

Cable	4f/L^2	Áng(Rads)	Áng(Grados)	Variac Ang 0 -> x	Curv.Involunt
1	0.0312	0.32762	18.8	0.015601X - 0.0078	0.00066(X-0.5)
2	0.03812	0.36211	20.7	0.019058X - 0.019058	0.00066(X-1)

Pérdidas por Penetración de Cuña . 2do Tensionamiento

Fuerzas Efectivas de Presfuerzo durante la Transferencia . 2do Tensionamiento

X (m)	0	0.5	1	1.438	2.875	4.312	5.75	7.188	8.625	10.062	10.5	11	11.5
kk (4)		0	0.0081	0.0152	0.0386	0.0619	0.0853	0.1087	0.1321	0.1554	0.1626	0.1707	
kk (5)			0	0.0086	0.0369	0.0653	0.0936	0.1220	0.1503	0.1787	0.1873		
P (4)(t)		42.33	42.68	42.98	44	45.04	46.1	47.2	48.31	49.45	49.81	50.21	
P (5)(t)			41.97	42.33	43.55	44.8	46.09	47.41	48.78	50.18	50.62		

Para la Tabla
 $kk = \mu\Delta\alpha + KX$

$$W = \sqrt{\frac{\Delta L_c E_{ps} A_{ps}}{\Delta_p}} \quad \Delta_p = 2\Delta_p W \quad \Delta_p = \frac{P_0 - P_L}{L} \quad \Delta L_c = \text{Penetr Cuña}$$

- W = Distancia a la que el efecto de penetración de cuña se vuelve cero
- Eps = Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo
- Aps = Área del Acero de Presfuerzo
- Eci = Módulo Elástico del Concreto
- Po = Fuerza de Presfuerzo en el Anclaje Activo
- PL = Fuerza de Presfuerzo en el otro extremo de la Viga (No activo)
- L = Longitud de la Viga Postensada

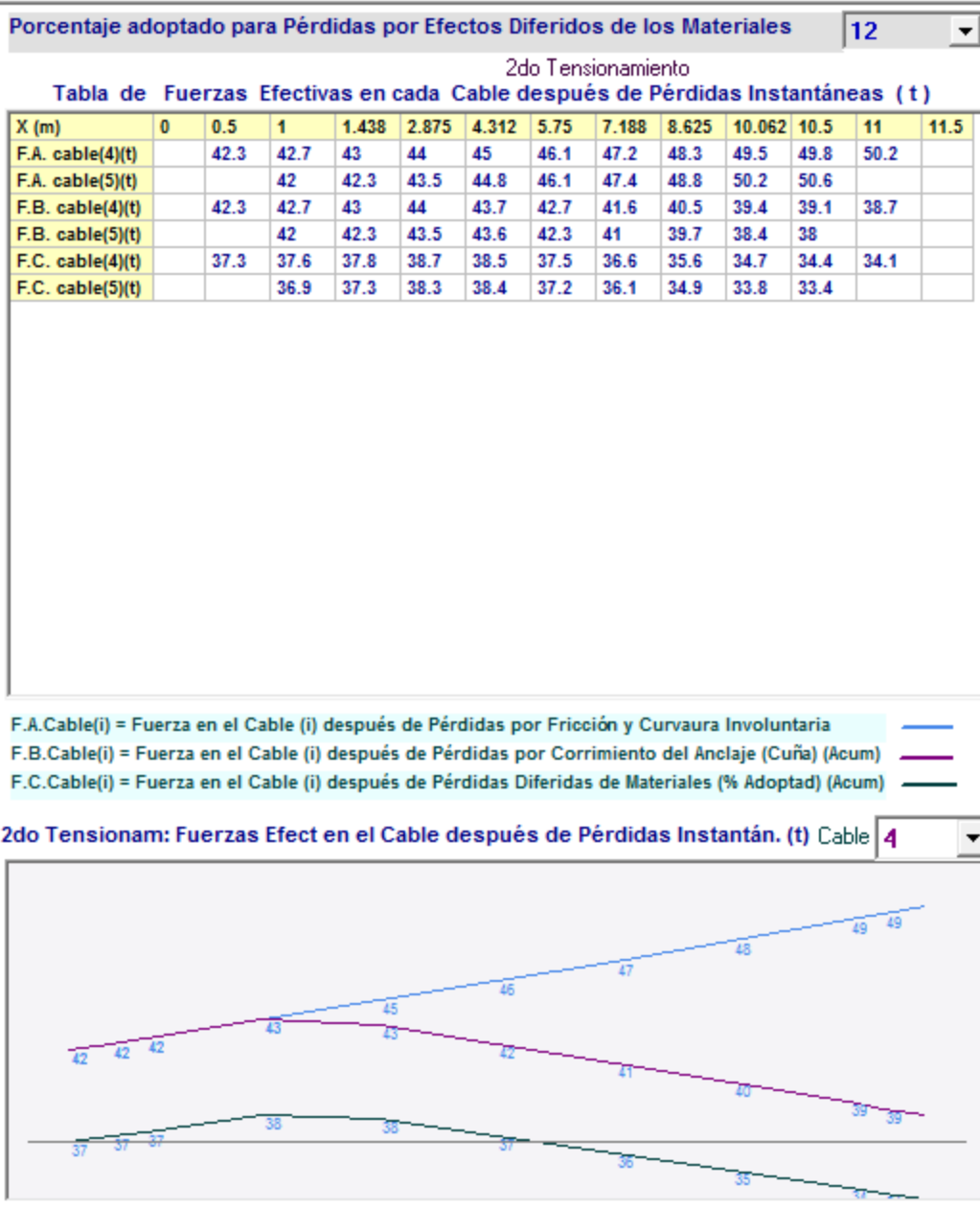
Pérdidas por Penetración de Cuña . 2do Tensionamiento

Cable	Fza P(A)(t)	Fza P(P)(t)	Long L (m)	Aps(m2)	Penetrac.Cuña(m)	Delta p (tm)	Long.W (m)	Delta P(t)
1	50.21	42.33	10.5	0.00037	0.006	0.751	7.65	11.49
2	50.62	41.97	9.5	0.00037	0.006	0.91	6.95	12.65

Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

F.E.
Hoja:1

Fuerzas Efectivas después de Pérdidas Instantáneas. Fuerzas y Gráficos



Esfuerzos en el Concreto en Estado de Servicio

Esfuerzos Concreto Etapa de Servicio después de Todas la Pérdidas. 1er y 2do Tens

Esfuerzos Admisibles en el Concreto													
A Compresión (Art 5.9.4.2.1-1)												Esf Adm a Compresión	
$\sigma_{adm} = -0.60\phi_w f'_c$												2100 t/m2	
A Tensión (Art 5.9.4.2.2-1)												Esf Adm a Tensión	
$\sigma_{adm} = 0.5\sqrt{f'_c}$												295.8 t/m2	
Convención	+	Tensión	-	Compresión									
Esfuerzos en el Concreto en Etapa de Servicio después de Todas la Pérdidas. 1er y 2do Tens													
X (m)	0	0.5	1	1.438	2.875	4.312	5.75	7.188	8.625	10.062	10.5	11	11.5
Fza P (1)(t)	25.77	25.93	26.09	26.24	26.7	27.17	27.63	28.1	28.57	28.62	28.48	28.33	28.18
Fza P (2)(t)	26.04	26.17	26.3	26.41	26.78	27.14	27.51	27.88	28.24	28.61	28.72	28.67	28.55
Fza P (3)(t)	17.47	17.53	17.59	17.64	17.82	18	18.18	18.36	18.53	18.71	18.77	18.83	18.89
exc e (1)(m)	-0.3	-0.19	-0.09	-0.01	0.2	0.32	0.36	0.32	0.2	-0.01	-0.09	-0.19	-0.3
exc e (2)(m)	-0.15	-0.07	0.01	0.07	0.23	0.33	0.36	0.33	0.23	0.07	0.01	-0.07	-0.15
exc e (3)(m)	0	0.06	0.11	0.16	0.27	0.34	0.36	0.34	0.27	0.16	0.11	0.06	0
Suma P(t)	69.28	69.63	69.98	70.29	71.3	72.31	73.32	74.33	75.34	75.94	75.97	75.83	75.62
Suma Pe (t m)	-11.64	-5.59	-0.03	4.41	16.24	23.64	26.4	24.3	17.14	4.72	-0.09	-6.13	-12.74
Área(m2)	0.5	0.5	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.5	0.5
Sinf(m3)	0.0833	0.0833	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0833	0.0833
Ssup(m3)	0.0833	0.0833	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0744	0.0833	0.0833
M DC(t-m)	0	5.6	10.61	14.57	24.97	31.41	33.88	31.41	24.97	14.57	10.61	5.6	0
EsfInf t/m2	1	-5	-66	-73	-96	-111	-118	-126	-120	-94	-83	-11	2
EsfSup t/m2	-278	-273	-352	-346	-330	-320	-320	-317	-330	-359	-371	-292	-304
MbordNJ t-m	0	0.29	0.55	0.76	1.3	1.63	1.74	1.63	1.3	0.76	0.55	0.29	0
MDW.rod t-m	0	0.61	1.16	1.59	2.73	3.41	3.64	3.41	2.73	1.59	1.15	0.6	0
M(LL+IMP) t-m	0	18.86	35.49	48.2	77.93	93.62	97.97	93.62	77.93	48.2	35.49	18.86	0
Fza P (4) (t)		37.3	37.6	37.8	38.7	38.5	37.5	36.6	35.6	34.7	34.4	34.1	
Fza P (5) (t)			36.9	37.3	38.3	38.4	37.2	36.1	34.9	33.8	33.4		
Exc e (4) (m)		-0.22	-0.06	0.06	0.39	0.58	0.64	0.58	0.39	0.06	-0.06	-0.22	
Exc e (5) (m)			-0.22	-0.06	0.33	0.57	0.64	0.57	0.33	-0.06	-0.22		
Sum.P.2Tens t	0	37.3	74.5	75.1	77	76.9	74.8	72.7	70.6	68.5	67.8	34.1	0
SumPe2Tns t-m	0	-8	-10.2	0	27.5	44	48.1	41.6	25.2	0	-9.3	-7.4	0
Área SC(m2)	0.8107	0.8107	0.6457	0.6457	0.6457	0.6457	0.6457	0.6457	0.6457	0.6457	0.6457	0.8107	0.8107
Sinf SC(m3)	0.1504	0.1504	0.1201	0.1201	0.1201	0.1201	0.1201	0.1201	0.1201	0.1201	0.1201	0.1504	0.1504
Ssup SC(m3)	0.2406	0.2406	0.2377	0.2377	0.2377	0.2377	0.2377	0.2377	0.2377	0.2377	0.2377	0.2406	0.2406
Esf Inf (t/m2)	1.1	133.9	213.8	231.3	238.1	224.7	225.6	236.3	243.3	220.4	199	127.3	1.6
Esf Sup (t/m2)	-278	-389	-576	-579	-574	-565	-562	-561	-570	-581	-582	-402	-304
Chq Esf Compr	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100
Cheq Esf Tens	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296

Momento Último de la Sección Compuesta

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 28}{7} \quad f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) \text{ (Art 5.7.3.1.1-1)}$$

k = 0.28 (Tabla C.5.7.3.1.1.1)

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f'_s - A'_s f'_s}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad \phi = 0.583 + 0.25 \left(\frac{d_t}{c} - 1\right) \leq 1$$

(Art 5.7.3.1.1-4)

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) \quad M_{res} = \phi M_n$$

Ítem	Descripción	Valor
M_DC	Mom Máx por pp viga, losa, bord, diafrag, equip y personas	34.82 t-m
M_DW	Mom Máx por pp del Asfalto	3.64 t-m
M_L+i	Mom por Carga Viva más Impacto	97.97 t-m
Mult	Mom Último Actuante. Estado Límite Resistencia I	220.42 t-m
k	Ver Tabla 5.7.3.1.1-1	0.28
Aps	Área Total de Acero de Prefuerzo	14.88
fpu	Resistencia Especificada de Tracción para Acero Prefuerzo	1725
fy	Resistencia de Fluencia para el Acero de Prefuerzo	1552.5
f _c	Resistencia a Compresión del Concreto	350 kg/cm ²
Beta1	Rel. entre la Profund zona equiv y la Prof zona a compres	0.8
b _w	Ancho b' de la Viga	1.73 m
d _p	Dist fibra extr a compr y centroide del acero de prefuerzo	1.04 m
c	Distancia de la Fibra extrema a compresion y el eje neutro	0.06 m
a	Profundidad del Bloque de Esfuerzos Rectangular Equivalente	0.05 m
f _{ps}	Esf Prom Acero Presf cuando se req la res nominal en la viga	1696.48 kg/cm ²
M _n	Resistencia Nominal a Flexión	256.33 t-m
Phi	Factor de Resistencia a Flexión	1
M _{res}	Máximo Momento Resistente de la Sección	256.33 t-m
Revis.	Chequeo M _{res} vs M _{u act}	OK

Chequeo Estado Límite de Servicio III para Control de Fisuras Art 3.4.1

Paso 1 : Esfuerzos CL.1er Tens. PP. SS +Losa y Riostra Incluy Pérdidas

Paso 2 : Se agregan los Esfuerzos por el 2do Tens + los Esf por DCsobr+ Asf + .8L+i

Paso 3 : Se verifican los Esfuerzos Resultantes vs Esf Admsibles

$$M_u = M_{DC} + M_{DW} + 0.80M_{(LL+IM)}$$

Ítem	Descripción	Valor
Esf.Inf.SS (t/m2)	Esf.Inf.S.Simp x PP.Viga,Losa,Diafr,Equ,Presf.desp.PérdTotales	-118.2
Esf.Sup.SS (t/m2)	Esf.Sup.S.Simp x PP.Viga,Losa,Diafr,Equ,Presf.desp.PérdTotal.	-319.5
MDC_sobr.imp(t-m)	Mom por C.Sobreimpuesta: Barreras ,Bordillos y Barandas	1.7
M_DW (t-m)	Mom por la Capa de Rodadura o Asfalto	3.6
M_L+i (t-m)	Momento por Carga Viva más Impacto	98
Ms (t-m)	Mom Total para el Estado Límite de Servicio III	83.7
P2t(4) (t)	Fuerza Efect en Cable (4) en C.L. desp pérd	37.5
P2t(5) (t)	Fuerza Efect en Cable (5) en C.L. desp pérd	37.2
Exc e(4) (m)	Excentricid del Cable (4) en C.L. S.Comp	0.64
Exc e(5) (m)	Excentricid del Cable (5) en C.L. S.Comp	0.64
Suma P2t (t)	Sumatoria de las Fuerzas del 2do Tens en el C.L. desp pérd	74.8
Suma P2t x e (t-m)	Sumatoria de Fuerzas x excentric cables del 2do Tensionam.	48.1
Esf Inf (t/m2)	Esfzo sobre el Concreto en Fibra Inferior Sección Comp.	62.5
Esf Sup (t/m2)	Esfzo sobre el Concreto en Fibra Sup(unión.viga-losa)S.Comp	-517
Esf.Adm.Comp(t/m2)	Esfuerzo Admisible a Compresión en el Concreto	2100
Esf.Adm.Tens(t/m2)	Esfuerzo Admisible a Tensión en el Concreto	296

Refuerzo Mínimo de la Sección según 5.7.3.3.2

Determinación del Refuerzo Transversal Mínimo (Acero No Tensado)

Refuerzo Mínimo (Art 5.7.3.3.2)

$$M_{CR} = \gamma_3 \left[\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe} \right] \gamma_1 S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \quad (\text{Art 5.7.3.3.2-1})$$

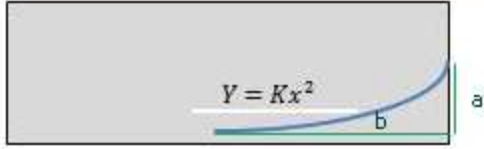
$\gamma_1 = 1.6$ (estr concreto) $\gamma_2 = 1.1$ (torones adher)
 $\gamma_3 = 1.0$ (acero presf) $f_r = 0.62 \sqrt{f'c}$ (Art 5.4.2.6)
 $S_c = \text{Mód Secc. inf SC}$ $S_{nc} = \text{Mód Secc. inf SS}$
 $M_{DC,SS} = \text{Mom pp Viga SS}$ $M_{DC,losa} = \text{Mom pp Losa}$
 $M_{dnc} = M_{DC,SS} + M_{DC,losa}$ $f_{cpe} = \text{Esf. Compr inf} \times F_{efectiv. presf. dp}$

$$A_s = \frac{M_n - A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)}{f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)} \quad \text{Despejando de la Ec 5.7.3.2.2-1}$$

Determinación del Refuerzo Transversal Mínimo (Acero No Tensado)		
Ítem	Descripción	Valor
fr	Módulo de Rotura del Concreto	366.8 t/m ²
M.DC_SS	Mom Máx por P.P. Viga (sección Simple)	13.49 t-m
M.DC.Losa	Mom Máx por P.P. Losa	19.59 t-m
M.dnc	Sumatoria de Mom Máx por P.P. Viga y por P.P. Losa	33.08 t-m
SumaP(1T)	Suma de Fzas Efect 1er Tens en C.L desp. Pérdidas	73.32 t
Area(1T)	Área Seco Simple 1er Tensionamiento	0.335 m ²
exc e(1T)	Excentricidad de los Cables 1er Tensionam en C.L	0.36 m
SumaP(2T)	Suma de Fzas Efect 2do Tens en C.L desp. Pérdidas	74.76 t
Area(2T)	Área Seco Compuesta 2do Tensionamiento	0.6457 m ²
exc e(2T)	Excentricidad de los Cables 2do Tensionam en C.L	0.64 m
f_cpe	Esfzo de Compr de la S. Simple por Presfuerzo	1090.2 t/m ²
MCR	Momento de Fisuración	322.91 t-m
Mres	Momento Último que resiste la Sección	256.33 t-m
Mu.act	Momento Últ Actuante	220.42 t-m
Mdom	Momento dominante: Menor entre Mcr y 1.33Mu.Act	293.16 t-m
Mdom - Mre	Diferenc entre Mdom y Mres	293.16 t-m
Mn	Resistencia Nominal a Flexión	293.16 t-m
dp	Distancia Fibra extr a Compr a Centroide Área.Presf	1.04 m
a	Profundidad del Bloque de Esfuerzos Rectangular Equiv	0.049 m
fps	Esf.Prom AceroPresf cuando se req. la res. nomin en la viga	1696.48 t/m ²
As	Área de Acero Mínimo No Tensado o Pasivo	8.63 cm ²
Armadura	Armadura No Tensada Sugerida	5 # 5

Longitud de los Cables de Presfuerzo entre Anclajes

Longitud de los Cables de Presfuerzo

$$L/2 = \left[\frac{1}{2} \sqrt{b^2 + 16a^2} + \frac{b^2}{8a} \ln \left(\frac{4a}{b} + \sqrt{\left(\frac{16a^2}{b^2} + 1 \right)} \right) \right]$$


Longitud de los Cables del Primer Tensionamiento

Cable	Long Horiz a (m)	Long Horiz b (m)	Long Total Cable (m)
1	0.66	6	12.38
2	0.51	6	12.23
3	0.36	6	12.11

Longitud de los Cables del Segundo Tensionamiento

Cable	Long Horiz a (m)	Long Horiz b (m)	Long Total Cable (m)
4	0.86	5.5	11.68
5	0.86	5	10.74

Alargamiento de los Cables durante la Transferencia

Alargamiento de los Cables durante la Transferencia

CPL = Curva de las Fuerzas Efectivas de Presfuerzo durante Transferencia

$$\Delta L = \frac{\text{Área bajo CPL}}{E_{ps}A_{ps}} + \frac{\text{Área bajo CPL}}{E_c A_c}$$

Cable 1T #

Alargamiento de Cables durante la Transferencia. 1er Tensionam

1

Ítem	Descripción	Valor
Etapa Tensionam	Etapa de Tensionamiento del Cable en Estudio	1
Cable #	Número del Cable en Estudio	1
Aps	Área del Acero de Presfuerzo del Cable en Estudio	0.0003 m2
Eps	Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo	19700000 t/m2
Fza Apoy Activo	Fuerza Aplicada en Anclaje Activo	36.8 t
Fza Apoy Pasivo	Fuerza que llega al Anclaje Pasivo después Pérdidas	32.5 t
Área CPL	Área bajo Curva del Diagr Tensionam para c/cable	398.5 t-m
Alargamiento	Alargamiento Total del Cable	7.298 cm

Cable 2T #

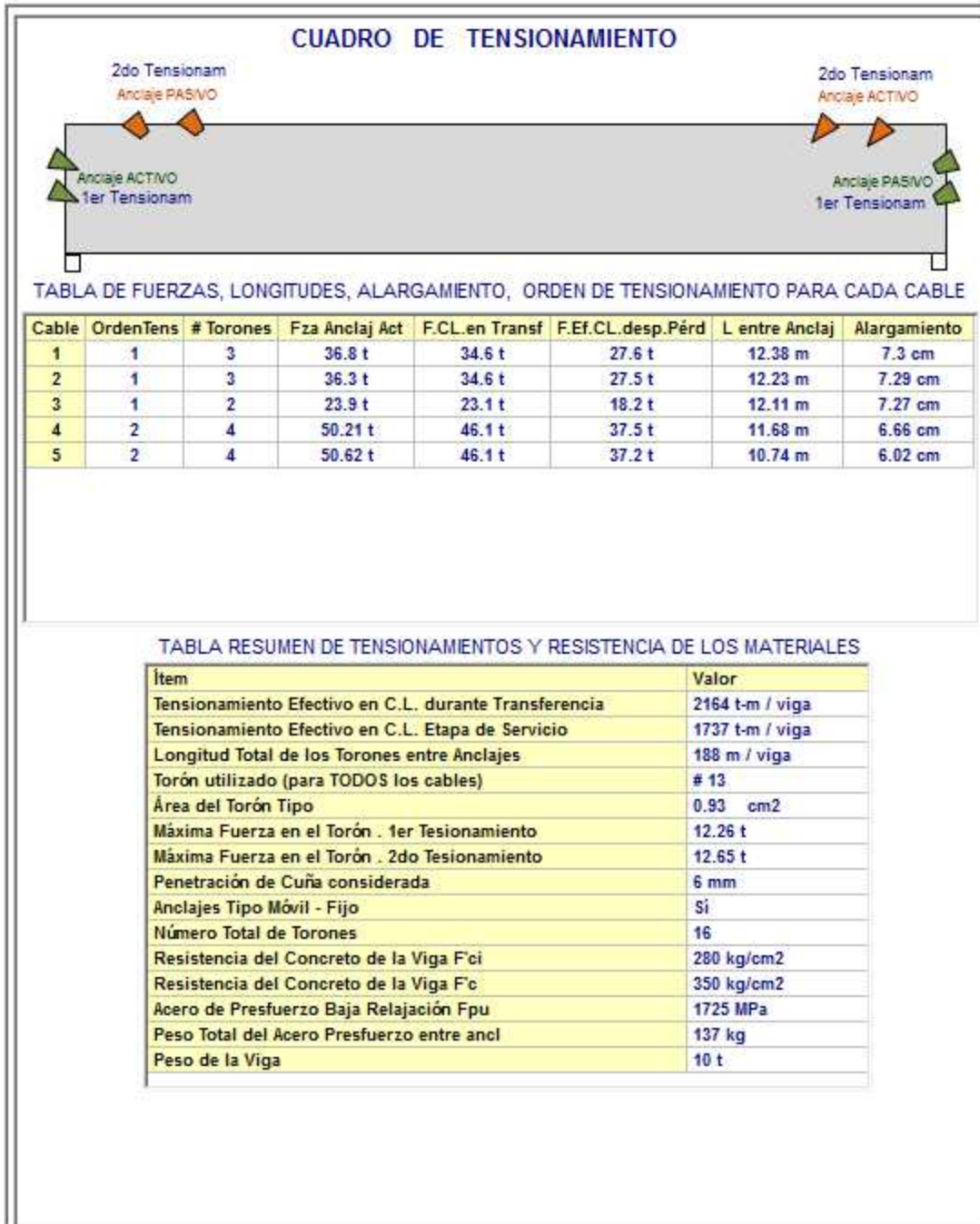
Alargamiento de Cables durante la Transferencia. 2do Tensionam

4

Ítem	Descripción	Valor
Etapa Tensionam	Etapa de Tensionamiento del Cable en Estudio	2
Cable #	Número del Cable en Estudio	4
Aps	Área del Acero de Presfuerzo del Cable en Estudio	0.0004 m2
Eps	Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo	19700000 t/m2
Fza Apoy Activo	Fuerza Aplicada en Anclaje Activo	50.21 t
Fza Apoy Pasivo	Fuerza que llega al Anclaje Pasivo después Pérdidas	42.33 t
Área CPL	Área bajo la Curva del Diagr Tens para c cable	485.9 t-m
Alargamiento	Alargamiento Total del Cable	6.656 cm

Cuadro de Tensionamiento

Fuerzas, Longitudes, Alargamiento . Resumen de Tensionamientos y Materiales



Ecuaciones y Teoría para Calcular las Deflexiones

Cálculo de las Deflexiones de la Viga

W_{DCviga}
 $W_{DC.Losa.eq+DW}$

$$\delta_{wDC(m\acute{a}x)} = \frac{W_{DCviga}L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

$W_{DCvig.apy.adic}$ $W_{DCvig.apy.adic}$

a a

$$\delta_{wDClosaDW(m\acute{a}x)} = \frac{W_{wDClosaDW}L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

$$\delta_a(m\acute{a}x) = \frac{W_{DCvig.apy.adic}}{24E_cI_g(bru)} (a^4 - 4La^3 + 4.5a^2L^2 - aL^3 + 0.125L^4)$$

W_{CARRIL}

$4P$ $4P$ P

$$\delta_w(m\acute{a}x) = \frac{W_{carri}L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

$$L.I. \delta_p(C.L.) = \frac{X}{48E_cI_gSC} (3L^2 - 4X^2)$$

F F

el Presfuerzo
de Presf F

$$W_F = \frac{8Ff}{L^2}$$

$$\delta_F = \frac{W_F L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

M M

F F

el Apoyo

$$M_{por F} = F e$$

$$\delta M_{por F} = \frac{F e L^2}{8E_cI_g(bru)}$$

Cálculo de las Deflexiones

Mom
Hoja:2

Cálculo Detallado de las Deflexiones de la Viga

Ítem	Descripción	Valor
L	Longitud de la Viga L	11.5 m
Ec	Módulo de Elasticidad del Concreto	2539921 t/m2
Isc.CL	Mom de Inercia Sección Simple en C.L.	0.0372 m4
Isc.CL	Mom de Inercia Sección Compuesta en C.L.	0.09415 m4
Carga A	Carga por P.P. Viga Tip secc C.L	0.804 t/m
Carga B	Carga Adicional por Cartelas en Zonas Anclaje	0.396 t/m
Carga C	Carga por Losa,Equipos,Asfalto,C.Sobreimp: C.Permanentes	1.451 t/m
Deflex Carga A	Deflexión en C.L. por la Carga A	0.0019 m
Deflex Carga B	Deflexión en C.L. por la Carga B	0.0008 m
Deflex Carga C	Deflexión en C.L. por la Carga C	0.0014 m
Wequiv. F(1)	Carga Equivalente del Cable (1)	1.38 t/m Arr
Wequiv. F(2)	Carga Equivalente del Cable (2)	1.07 t/m Arr
Wequiv. F(3)	Carga Equivalente del Cable (3)	0.5 t/m Arr
Defl.Tot.Wequiv.1T	Suma de Deflex en CL por las Cargas Equiv 1er Tens	0.0071 m Arr
M por F(1)	Momento sobre Apoyo por la F(1)	11.03 t-m
M por F(2)	Momento sobre Apoyo por la F(2)	5.44 t-m
M por F(3)	Momento sobre Apoyo por la F(3)	0 t-m
Defl.M.apy.1T	Suma de las Deflex por Moms en el apoyo por Fzas 1T	0.0029 m Abaj
Defl.Total 1T	Deflexión Total en C.L. por Presfuerzo 1er Tens	0.004 m Arr
Weq.P2t(4)	Carga Equivalente del Cable(4)	2.88 t/m Arr
Weq.P2t(5)	Carga Equivalente del Cable(5)	3.51 t/m Arr
Defl.Wequiv.2T	Suma de Deflex en CL por las Cargas Equiv 2do Tens	0.003 m Arr
M.Apy.P1t(4)	Momento sobre Apoyo por la F(4)	9.15 t-m
M.Apy.P1t(5)	Momento sobre Apoyo por la F(5)	9.07 t-m
Defl.Tot.M.apy.2T	Suma de las Deflex por Moms en el apoyo por Fzas 2T	0.001 m Abaj
Defl.Total 2T	Deflexión Total en C.L. por Presfuerzo 2do Tens	0.003 m Arr
Defl.Tot.Presf	Deflex.Total (Fzas.1T + Fzas.2t)xFpérd.diferid	0.006 m Arr
Defl.Instant.CPern	Deflex.Total Instantánea por Cargas Permanentes	0.004 m Abaj
Defl.Largo Plazo	Deflex Total a Largo plazo (t=inf)	0.021 m Abaj
Defl.TotLPzo+Pres	Deflex Total Largo Plazo + Presfuerzo	0.015 m Abaj
F.Distr.Defl	Factor de Distr de Deflex	0.5
Defl.Carril	Deflexión por la Carga del Carril de Diseño	0.001 m Abaj
Defl.Camión	Deflex por el Camión de Diseño	0.003 m Abaj
Lím1.DeflCam	Límite 1: Deflex camión solo(FImpxFdis)	0.002 m Abaj
Lím1.DeflCam	Límite 2: Deflex(25%(camión solo)+Carril Diseño)(FImpxFdis)	0.001 m Abaj
Lím. Domin	Límite que Domina (el mayor)	0.002 m Abaj
MáxDefl_CV	Máxima Flecha generalizada para CV: L / 800	0.014 m Abaj
Verificación	Verificación: Defl.Lím vs MaxFlecha Adm CV	0<=0.01 OK

Zona de Anclaje. Teoría y Ecuaciones

Diseño Básico de la Zona de Anclaje

Fuerzas de Desgarramiento

Art 5.10.9.6.3-1

P_u = Fuerza Mayorada en el Torón
 a = Dimension Lateral del Dispositivo de Anclaje en la dirección considerada
 h = Altura del Elemento Estructural
 $T_d \sim 0.3h$
 Alfa = Áng de Inclinación de la Fuerza del Torón con el eje del elemento
 A_s = Acero en la posible zona de desgarramiento del concreto

Art 5.10.9.6.3-2

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 \left| \sum P_u \text{sen } \alpha \right|$$

$$d = 0.25(h - 2e) + 5e \text{sen } \alpha$$

$$A_s = \frac{T_{burst}}{\phi f_y}$$

Diseño Básico de la Zona de Anclaje

Esfuerzos de Compresión

Art 5.10.9.6.2-1

$$f_{ca} = \frac{0.60 P_u k}{A_b \left(1 + l_c \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t}\right)\right)}$$

Art 5.10.9.3.1

$$f_{ca} \leq 0.7 f'_{ci}$$

Art 5.10.9.6.2-2

Si $a \leq s \leq 2a_{eff} \rightarrow k = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}}\right) \left(0.3 - \frac{n}{15}\right)$

Art 5.10.9.6.2-3

Si $s > 2a_{eff} \rightarrow k = 1$

k = Factor de Corrección para Anclajes muy cercanos
 a_{eff} = Dim Lateral del área de Apoyo par a la may dim secc
 b_{eff} = Dim Lateral del área de Apoyo par a la men dim secc
 t = Espesor del Elemento (Viga en la Zona Anclaje)
 s = Separación entre centros de anclajes
 n = Número de Anclajes en una Fila
 l_c = Extensión Longitudinal del Refzo de Conf Zona Local
 A = Área de Apoyo Efectiva

Archivo: Postensado 12 m.vpst

MÓDULO PUENTES EN VIGAS POSTENSADAS CCP14, v1.0

Cálculo de la Zona de Anclaje

Mom
Hoja:2

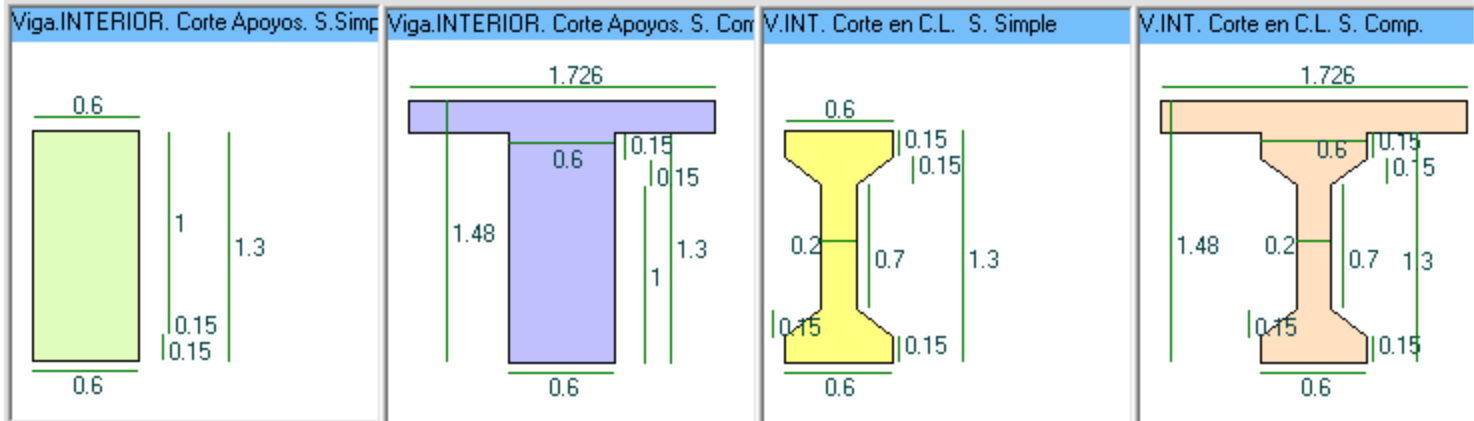
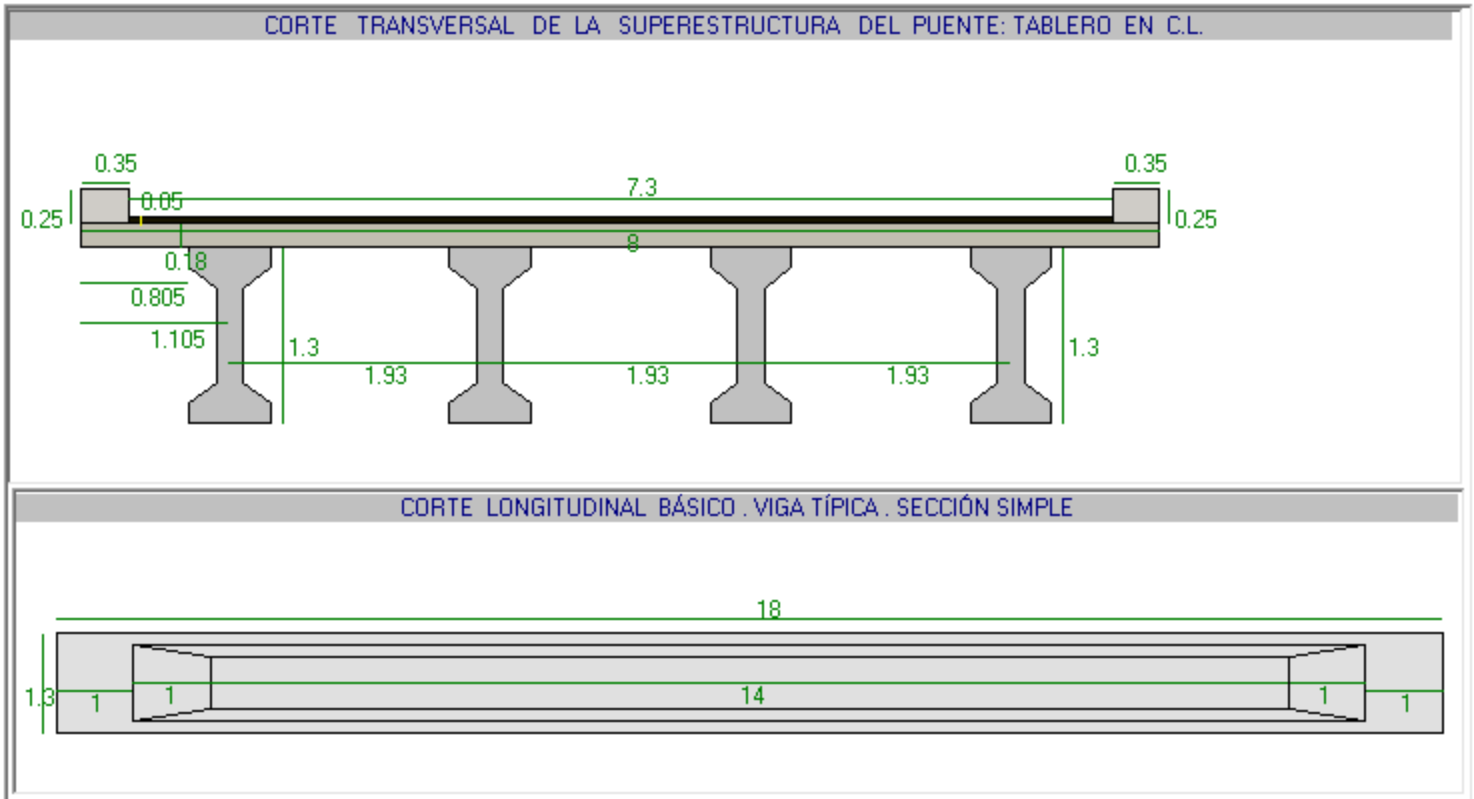
Zona de Anclaje. Resultados de Diseño

Diseño por Desgarramiento		Valor
Cable Crítico	Cable con la Mayor Carga en la Extremo de la Viga	1
Pu	Fuerza Mayorada en el Anclaje ($F_{cable} \times 1.2$)	44.1 t
a	Dimension Lat Dispositivo Anclaje en la direcc considerada	0.25 m
h	Altura de la Viga (Sección Simple)	1 m
Alfa	Ángulo del Torón con el eje del elemento en el anclaje	0.229565 rads
T_burst	Fuerza de Tracción frente a anclaje y transv al eje toron	13.29 t
e	Exctr.Anclaj a c.g. SeccSimp.Apoyo abs($Y_i \cdot \sin \alpha - BrzCabl$)	0.3 m
d	Distancia entre el anclaje y el centroide Fuerza Desgarram	0.541 m
Fy	Límite Fluencia del Acero No Tensado Zona de Anclaje Local	4200 kg/cm ²
As	Área de Acero a colocar en la Zona Local	3.165 cm ²
Armadura	Detalle de la Armadura Helicoidal en una long d = 0.54 m	#5.Paso 33.9 cm
Diseño por Compresión		
Dimens.placa	Dimensiones de la Placa de Apoyo	0.25 m x 0.25 m
Abrut.placa	Área Bruta de la Placa de Apoyo	0.062 m ²
Ab	Área Efectiva Placa de Apoyo (descontando ducto)	0.061 m ²
Ic	Extensión Longitudinal Refuerzo Confinamiento Zona Local	0.288 m
t	Espesor del Elemento (Ancho Viga en Apoyo)	0.5 m
s	Separación entre ejes de anclajes	0 m
k	Factor de Corrección para Anclajes muy cercanos	0
fca	Esfzo de Compresión en el concreto, frente a los anclajes	0 t/m ²
Límite	Límite Máx de fca: $0.7 \times 0.8 \times f_{ci}$	1568 t/m ²
Chequeo	Revisión Esfuerzo Compresión Act vs Esf Límite Norma	Cumple OK

DATOS DE LA GEOMETRIA

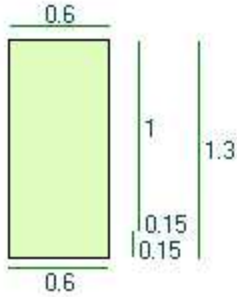
GEOMETRIA DE LA SUPERESTRUCTURA	
Long. Tablero a bdes ext (Ltot)(m)	18
Luz de Cálculo Lejes (m) <small>Lejes<=Ltot</small>	17.5
Ancho Tablero a bordes ext (m)	8
Separac. entre ejes de vigas (m)	1.93
Número de Vigas	4
Espesor de la Losa, ts (m)	0.18
Espesor Capa Rodadura (m)	0.05
DIMENSIONES VIGA TIPO : EN LA LUZ	
Ancho Patín Superior bfs (m)	0.6
Patín SUP: Esp. Top tfs1 (m)	0.15
Patín SUP: Esp. Bottom tfs2 (m)	0.15
Espesor del Alma, tw (m)	0.2
Altura del Alma, Hw (m)	0.7
Ancho Patín Inferior bfi (m)	0.6
Patín INF: Esp. Top tfi1 (m)	0.15
Patín INF: Esp. Bottom tfi2 (m)	0.15
DIMENSIONES VIGA TIPO : EN APOYOS	
Patín SUP: Esp. Inferior tfz2 (m)	0.07
Zona Anclaje: Long 1 (Const) (m)	1
Zona Anclaje: Long 2 (Variab) (m)	1
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> Barreras y Bordillos Carga Perm y Sobreimp </div>	
Definición de Barreras New Jersey (NJ)	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> NO NJ IZQ NO NJ DER No NJ Int Dobl </div>	
Dist. bde izq losa al Bdelzq Doble NJ, m <input type="text" value="3"/> Sep. Libre entre NJ (m) <input type="text" value="0"/>	
Definición de Bordillos y Barandas	
L Bord. IZQ (m)	0.35
EspBord IZQ(m)	0.25
L Bord.DER (m)	0.35
EspBord DER(m)	0.25
BARANDAS <div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-top: 5px;"> NO Ext IZQ NO Ext DER </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-top: 5px;"> NO Int IZQ NO Int DER </div>	
Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
F'c del Concreto Vigas (kg/cm2)	350
F'c del Concreto Losa (kg/cm2)	280
Fy Acero Losa y Vigas (kg/cm2)	4200
Recubrim Centroid d' Losa (cm)	5

GEOMETRIA DEL TABLERO



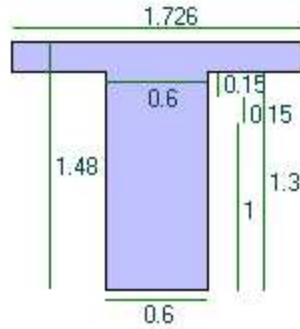
PROPIEDADES MECANICAS . VIGAS INTERIOR Y EXTERIOR

V.INTERIOR. Corte Apoyos, S. Simple



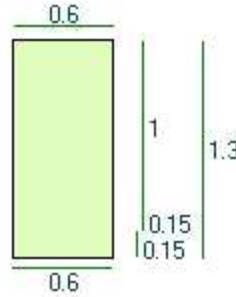
Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.65
Centroide Sup Ys (m)	0.65
Área Ssimple Ass (m2)	0.78
Inercia_xx Ix, m4	0.1098
Mód Sección Inf Si (m3)	0.169
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.169

V.INTERIOR. Corte Apoyos, S. Comp



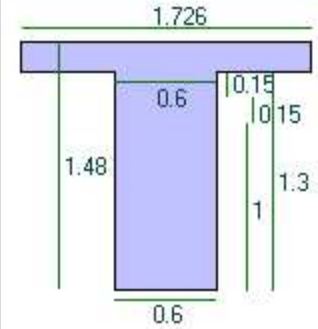
Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \sqrt{f_c \text{ vig}} / \sqrt{f_c \text{ los}}$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	0.86
Centroide Sup Ys (m)	0.62
Área Scomp Ass (m2)	1.0907
Inercia_xx Ix, m4	0.2324
Mód Sección Inf Si (m3)	0.2699
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.3753

V.EXTERIOR. Corte Apoyos, S. Simple



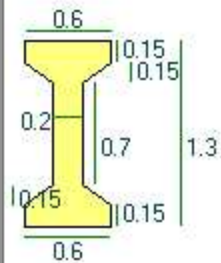
Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.65
Centroide Sup Ys (m)	0.65
Área Ssimple Ass (m2)	0.78
Inercia_xx Ix, m4	0.1098
Mód Sección Inf Si (m3)	0.169
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.169

V.EXTERIOR. Corte Apoyos, S. Comp



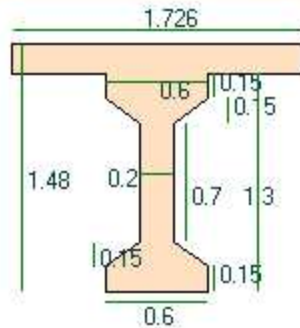
Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \sqrt{f_c \text{ vig}} / \sqrt{f_c \text{ losa}}$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	0.86
Centroide Sup Ys (m)	0.62
Área Scomp Asc (m2)	1.0907
Inercia_xx Ix, m4	0.2324
Mód Sección Inf Si (m3)	0.2699
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.3753

V.INTERIOR. Corte C.L. Secc Simple



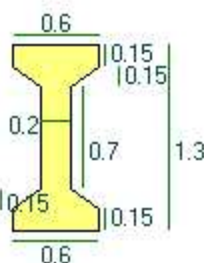
Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.65
Centroide Sup Ys (m)	0.65
Área Ssimple Ass (m2)	0.44
Inercia_xx Ix, m4	0.0887
Mód Sección Inf Si (m3)	0.1365
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.1365

V.INTERIOR. Corte C.L. Secc Comp.



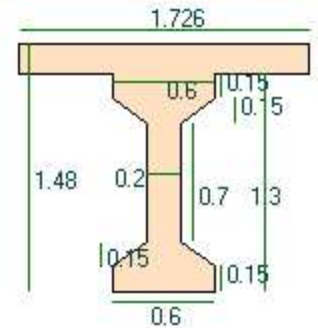
Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \sqrt{f_c \text{ vig}} / \sqrt{f_c \text{ los}}$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	0.96
Centroide Sup Ys (m)	0.52
Área Scomp Asc (m2)	0.7507
Inercia_xx Ix, m4	0.1893
Mód Sección Inf Si (m3)	0.198
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.3615

V.EXTERIOR. Corte C.L. Secc Simple



Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.65
Centroide Sup Ys (m)	0.65
Área Ssimple Ass (m2)	0.44
Inercia_xx Ix, m4	0.0887
Mód Sección Inf Si (m3)	0.1365
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.1365

V.EXTERIOR. Corte C.L. Secc Comp

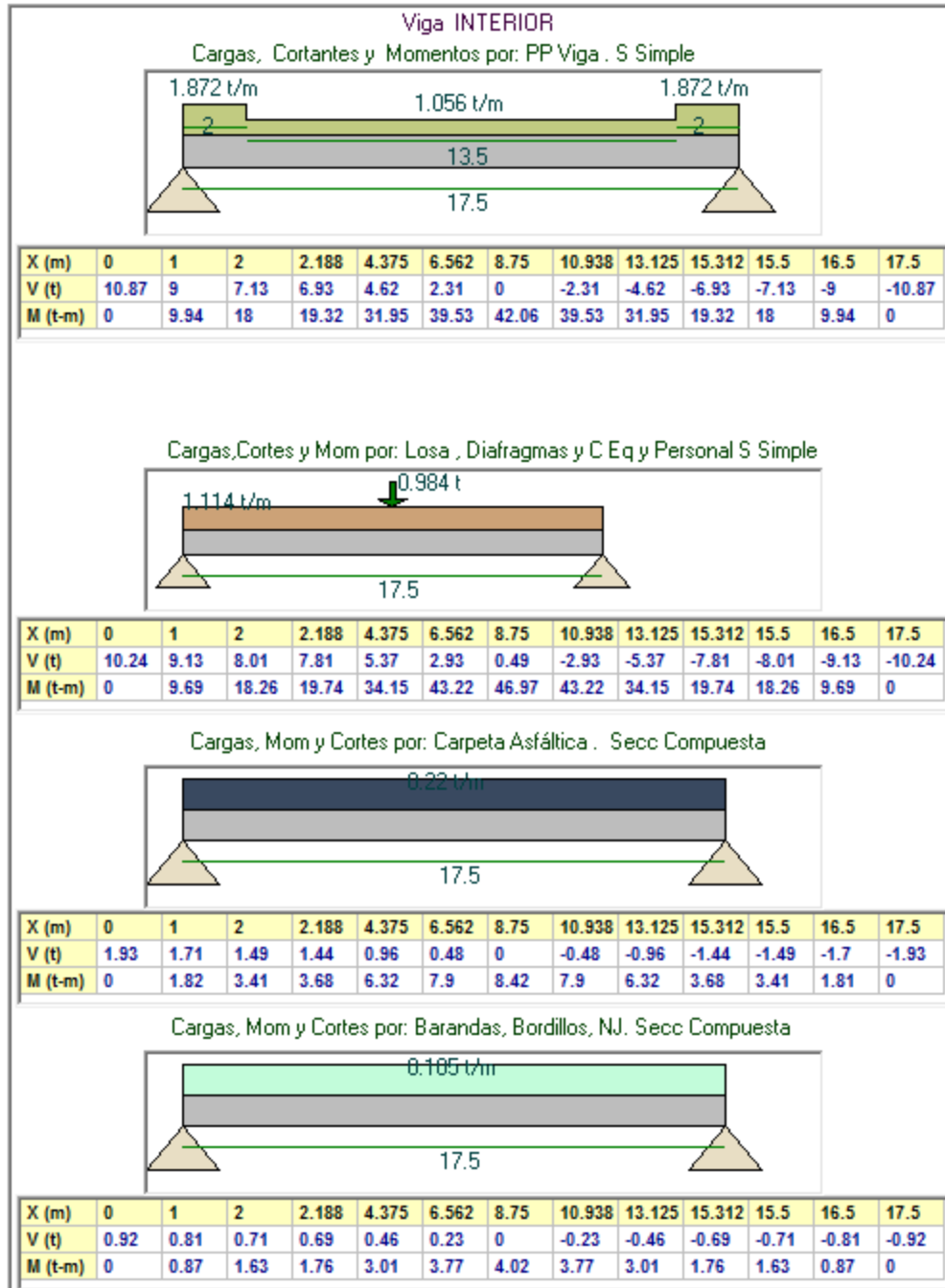


Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \sqrt{f_c \text{ vig}} / \sqrt{f_c \text{ losa}}$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	0.96
Centroide Sup Ys (m)	0.52
Área Scomp Asc (m2)	0.7507
Inercia_xx Ix, m4	0.1893
Mód Sección Inf Si (m3)	0.198
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.3615

Cálculo Detallado de Cargas Muertas

Viga INTERIOR		
Solicitaciones por Peso Propio de la Viga . Sección Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Área Sección Simple.En Apoyos		0.78 m ²
Carga Muerta W_DC Apoyos	0.78 x 2.4	1.872 t/m
Longitud de Aplicación	1 + 1	2 m
Área Sección Simple. En la Luz		0.44 m ²
Carga Muerta W_DC en la Luz	0.44 x 2.4	1.056 t/m
Longitud de Aplicación	17.5 - 2 x 2	13.5 m
Solic. por PP. Losa,Riostra(s), Formaleta, Equipo, Personal. S. Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Promedio de Losa	0.18 + 0.02	0.2 m
Ancho Total de Losa		8 m
Carga de la Losa por Viga	8 x 0.2 x 2.4 / 4	0.96 t/m
Área del Diafragma Típico		1.64 m ²
Carga Puntual de un Diafragma	1.64 x 0.25 x 2.4	0.984 t
Número de Diafragmas Interiores		1
Carga por Equipos y Personal		0.08 t/m ²
Aferencia Viga		1.93 m
Carga Equipos y Pers por Viga	0.08 x 1.93	0.1544 t/m
Solicitaciones por Carpeta Asfáltica . Sección Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Carpeta Asfáltica		0.05 m
Ancho Losa (sin descuent Bord/NJ)		8 m
Carga Total Asfalto por Viga	0.05 x 8 x 2.2 / 4	0.22 t/m
Solicitaciones por Barandas, Bordillos, Barreras NJ. Secc. Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Carga de cada Baranda		0.15 t/m
Número de Barandas	0extizq+0extder+0intizq+0intder	0
Carga Barandas por Viga	0 x 0.15 / 4	0 t/m
Carga de Bordillo IZQ	0.35 x 0.25 x 2.4 / 4	0.052 t/m
Carga de Bordillo DER	0.35 x 0.25 x 2.4 / 4	0.052 t/m
Carga Bordillos por Viga		0.105 t/m
Area Barrera NJ Tipo		0.1974 m ²
Carga de Barreras NJ	0.1974 x 2.4	0.474 t/m
Número de Barreras NJ	0 NJizq + 0 NJder + 0 int	0
Carga Barreras NJ por Viga	0.474 x 0 / 4	0 t/m

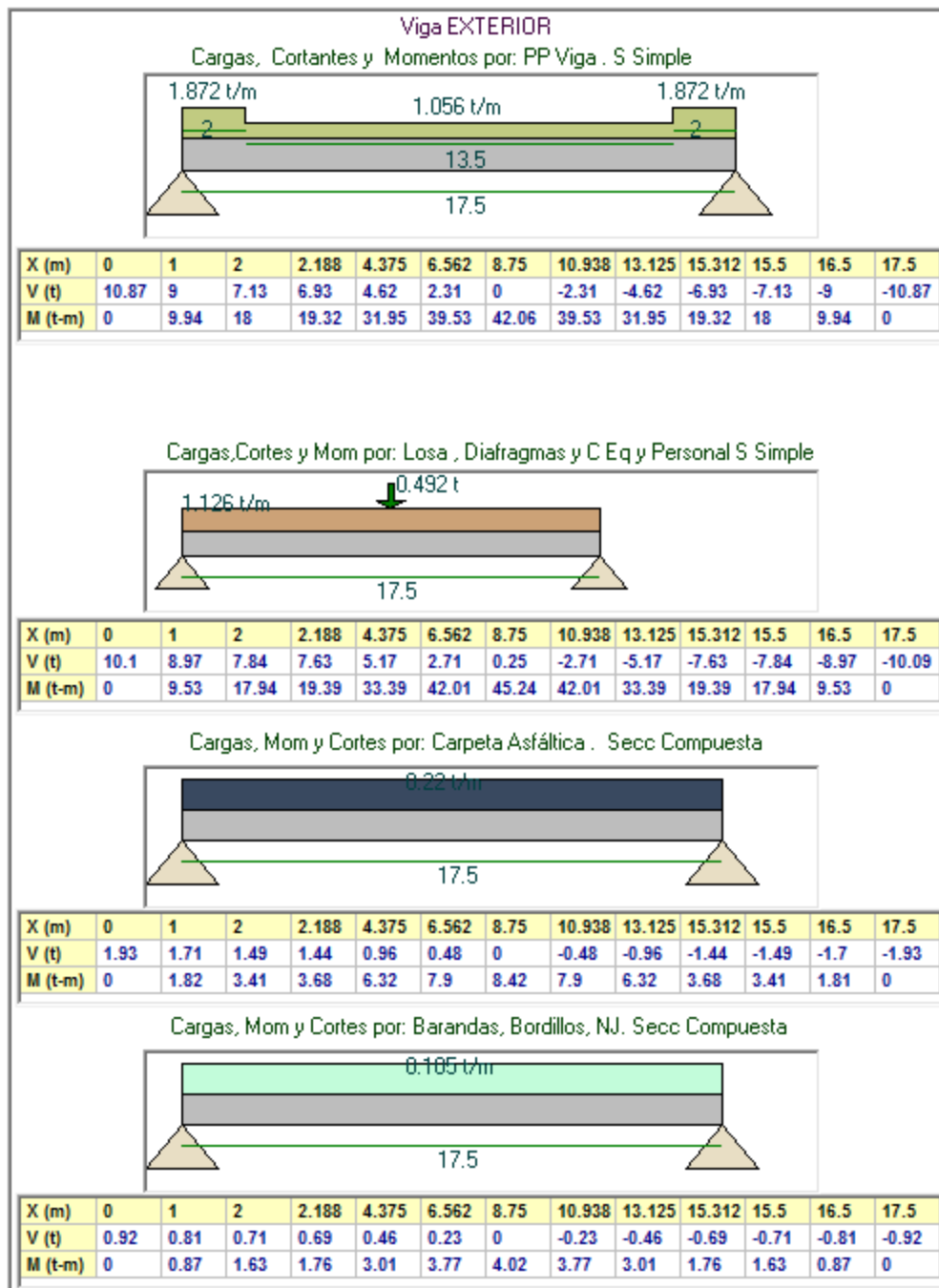
Cortantes y Momentos Internos



Cálculo Detallado de Cargas Muertas

Viga EXTERIOR		
Solicitaciones por Peso Propio de la Viga . Sección Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Área Sección Simple.En Apoyos		0.78 m2
Carga Muerta W_DC Apoyos	0.78 x 2.4	1.872 t/m
Longitud de Aplicación	1 + 1	2 m
Área Sección Simple. En la Luz		0.44 m2
Carga Muerta W_DC en la Luz	0.44 x 2.4	1.056 t/m
Longitud de Aplicación	17.5 - 2 x 2	13.5 m
Solic. por PP. Losa,Riostra(s), Formaleta, Equipo, Personal. S. Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Promedio de Losa	0.18 + 0.02	0.2 m
Ancho Total de Losa		8 m
Carga de la Losa por Viga	8 x 0.2 x 2.4 / 4	0.96 t/m
Área del Diafragma Típico		1.64 m2
Carga Puntual de un Diafragma	1.64 x 0.25 x 2.4 / 2	0.492 t
Número de Diafragmas Interiores		1
Carga por Equipos y Personal		0.08 t/m2
Aferencia Viga	1.93 / 2 + 1.105	2.07 m
Carga Equipos y Pers por Viga	0.08 x 2.07	0.1656 t/m
Solicitaciones por Carpeta Asfáltica . Sección Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Carpeta Asfáltica		0.05 m
Ancho Losa (sin descuent Bord/NJ)		8 m
Carga Total Asfalto por Viga	0.05 x 8 x 2.2 / 4	0.22 t/m
Solicitaciones por Barandas, Bordillos, Barreras NJ. Secc. Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Carga de cada Baranda		0.15 t/m
Número de Barandas	0extizq+0extder+0intizq+0intder	0
Carga Barandas por Viga	0 x 0.15 / 4	0 t/m
Carga de Bordillo IZQ	0.35 x 0.25 x 2.4 / 4	0.052 t/m
Carga de Bordillo DER	0.35 x 0.25 x 2.4 / 4	0.052 t/m
Carga Bordillos por Viga		0.105 t/m
Area Barrera NJ Tipo		0.1974 m2
Carga de Barreras NJ	0.1974 x 2.4	0.474 t/m
Número de Barreras NJ	0 NJizq + 0 NJder + 0 int	0
Carga Barreras NJ por Viga	0.474 x 0 / 4	0 t/m

Cortantes y Momentos Internos



Cálculo de Momentos en Vigas por Carga Viva + Impacto

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. >= 4 vigas

1 carril cargado

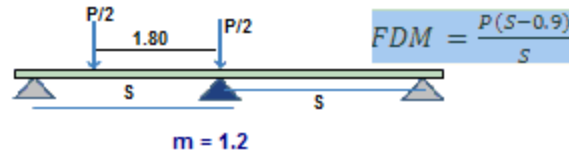
$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

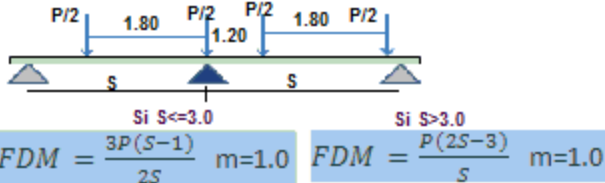
$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas

Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	1.93 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	17.5 m
Parámetro de Rigidez Longitudinal, Kg	0.369 m4
FDM directo (1 carr carg)	0.486
FDM directo (>=2 carriles carg)	0.648
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.648

FD Momentos CV, FDM Vigas EXTERIORES

LEY DE LA PALANCA 1 carril carg >= 3 vigas

$$FDM_{viga_{ext}} (1carrilc) = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

$$g = \left(0.77 + \frac{d_e}{2800}\right) g_{int}; \quad d_e = lvol_{ejes} - l_{bord}$$

LEY DE LA PALANCA 2 ó más carriles cargados . 3 vigas

Caso A . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 < Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{1.5P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 2.20)}{S} \quad m = 1.0$$

$$FDM = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

Caso B . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 \geq Lvol_{ejes} + S$

Chequeo de FDM

considerando
Losa Rígida. Art 4.6.2.2d

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}}{\sum x^2} \sum e$$

R: FDM NL: # Carriles
Carg Nb: # Vigas Xext:
Dist CG tablero a vigaext
x: Dist CG tablero a o/viga
e: exo carga a CG tablero

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	1.93 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	17.5 m
Fac Dist Mom, FDM LPalanc incluy m (1 carr carg)	0.954
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	1.105 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	1.165
Fact Distr FDMint, gint	0.648
Factor Distrib Mom, FDM (g) (2 carriles carg)	0.755
Fact Distr de Mom, (2 carr carg) por Ley Palanca	-
Fact Dist Mom,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.766
Fact Dist Mom,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.811
Fact Distr de Mom, FDM dominante	0.9544

MOMENTOS POR CAMIÓN, TÁNDEM, C. DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES POR CARRIL Y POR VIGA (t-m)

X (m)	0	1	2	2.188	4.375	6.562	8.75	10.938	13.125	15.312	15.5	16.5	17.5
Mom por Camión+Imp	0	37.3	69.13	74.47	122.75	147.75	152.28	147.75	122.75	74.47	69.13	37.3	0
Mom por Tándem+Imp	0	30.21	56.62	61.14	104.07	128.89	135.49	128.89	104.07	61.14	56.62	30.21	0
Mom Carril de Diseño	0	8.5	15.97	17.25	29.57	36.97	39.43	36.97	29.57	17.25	15.97	8.5	0
Mom Camión+Imp+Carril	0	45.8	85.09	91.72	152.32	184.72	191.71	184.72	152.32	91.72	85.09	45.8	0
Mom Tándem+Imp+Carril	0	38.71	72.58	78.39	133.64	165.85	174.92	165.85	133.64	78.39	72.58	38.71	0
Mom Domin CV+Imp por Vía	0	45.8	85.09	91.72	152.32	184.72	191.71	184.72	152.32	91.72	85.09	45.8	0
Mom CV+Imp por Viga INT	0	29.68	55.14	59.44	98.71	119.7	124.23	119.7	98.71	59.44	55.14	29.68	0
Mom CV+Imp por Viga EXT	0	43.71	81.21	87.54	145.37	176.29	182.97	176.29	145.37	87.54	81.21	43.71	0

RESUMEN VIGA CRÍTICA DE DISEÑO

RESUMEN VIGA CRÍTICA DE DISEÑO	
ÍTEM	VALOR
Mmáx CV+Imp Viga Interior	124.23 t-m
Mmáx CV+Imp Viga Exterior	182.97 t-m
Mmáx CV+Imp Dominante	182.97 t-m
Viga Crítica:	Viga EXTERIOR
Dimensiones C.L. Sección Simple	
Ancho Patín Superior bfs	0.6 m
Patín SUP: Esp. Top tfs1	0.15 m
Patín SUP: Esp. Bottom tfs2	0.15 m
Espesor del Alma, tw	0.2 m
Altura del Alma, Hw	0.7 m
Ancho Patín Inferior bfi	0.6 m
Patín INF: Esp. Top tfi1	0.15 m
Patín INF: Esp. Bottom tfi2	0.15 m
Ancho Efect b' (Secc Comp)	1.726 m
Espesor Losa (Secc Comp)	0.18 m
Altura Total Secc Simple	1.3 m
Altura Total Secc Comp	1.48 m
Prop. Mecánicas Secc Simple C.L.	
Centroide Inf Yi_ss	0.65 m
Centroide Sup Ys_ss	0.65 m
Área Ssimple A_ss	0.44 m ²
Inercia_xx Ix_ss	0.0887 m ⁴
Mód Sección Inf Si_ss	0.137 m ³
Mód Sección Sup Ss_ss	0.137 m ³
Prop. Mecánicas Secc Compuesta C.L.	
Centroide Inf Yi_sc	0.956 m
Centroide Sup Ys_sc	0.524 m
Área Ssimple A_sc	0.751 m ²
Inercia_xx Ix_sc	0.1893 m ⁴
Mód Sección Inf Si_sc	0.198 m ³
Mód Sección Sup Ss_sc	0.361 m ³

TODAS las Vigas se Diseñarán Iguales a la Crítica

Cálculo Preliminar de la Fuerza de Presfuerzo

Información Técnica de los Torones de Presfuerzo						
Grado	1725 (250)			Fuerza Res Lim de 1 Torón		
Designación del Torón	# 13			11.53 t		
Dist Cable Equiv a fondo viga CL (m)	0.14			Área de 1 Torón		
Penetración de Cuña (fabricante) mm	6			0.93 cm ²		
% Total de Pérd de Fza Presf (transf)	20					
Grado	Denom.	Diám, cm	Área, cm ²	Res.Rotura Mín, t	Res.Última, t	Res.Lím(desp.pérd), t
250	# 13	1.27	0.93	16.01	14.41	11.53
250	# 15	1.52	1.39	24.02	21.62	17.29
270	# 13	1.27	0.99	18.73	16.86	13.49
270	# 15	1.52	1.40	26.76	24.08	19.27

fpy= 0.9fpu Esf Lím (Est Serv) = 0.8fpy [desp pérdidas]

Solicitaciones de la Viga Crítica. C.L.

	ÍTEM	Descripción	Valor (t-m)
Sección Simple	M.DC_ppv	Mom por p.p viga	42.06
	M.DC_los.r.eqp	Mom por p.p losa+riostr+equip+person	45.24
		Mom E.Lím.Servicio Secc.Simple	87.3
Sección Compuesta	M.DW_asf	Mom por asfalto	8.42
	M.DC_barr	Mom por bordillos, barandas y NJ	4.02
	M.L+i	Mom por Camión de Diseño	182.97
		Mom E.Lím.Servicio Secc.Comp.	195.41

Esfuerzos en una Viga Postensada Simplemente Apoyada . Ecuación General

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} - \frac{PeY_{inf}}{I} + \frac{MY_{inf}}{I} \qquad \sigma_{sup} = -\frac{P}{A} + \frac{PeY_{sup}}{I} - \frac{MY_{sup}}{I}$$

Filosofía de Diseño: Igualar el Esf en la Fibra Inf al Máx Esf Adm por Norma (0.5sqr(Fc))

$$\sigma_{adm\ tracc(i)} = -\frac{P_{t=\infty}}{A_{SC.CL}} - \frac{P_{t=\infty}e}{S_i\ SC.CL} + \frac{M_{serv.SC}}{S_i\ SC.CL} + \frac{M_{serv.SS}}{S_i\ SS.CL}$$

A partir de la ecuación ant. se obtiene la Fuerza de Prefuerzo en Etapa de Servicio

$$P_{t=\infty} = \frac{\frac{M_{serv.SC}}{S_i\ SC.CL} + \frac{M_{serv.SS}}{S_i\ SS.CL} - \sigma_{adm\ tracc(i)}}{\frac{1}{A_{SC.CL}} + \frac{e}{S_i\ SC.CL}}$$

$$P_{t=0} = \frac{P_{t=\infty}}{1 - \frac{\%Pérd}{100}}$$

Cálculo Preliminar de la Fuerza de Presfuerzo .

CÁLCULO INICIAL DE LA FUERZA DE PRESFUERZO

CÁLCULO INICIAL DE LA FUERZA DE PRESFUERZO		
ÍTEM	Descripción	Valor
exc e	Excentricidad del cable resultante en el C.L.	0.816 m
Sigma tr adm	Esf Máx Admisible a Tracción en el concreto	295.8 t/m ²
P (t=infin)	Fuerza de Presfuerzo en etapa servicio en C.L.	243.93 t
P (t=0)	Fuerza de Presfuerzo durante transfer. en C.L.	304.91 t
NúmMín Tor	Número Requerido de Torones	27

Convención
+ Tensión
- Compresión

DISTRIBUCIÓN DE LOS CABLES Y TORONES

Número Total de Cables

Asistente para Llenar la Tabla

Aplicar Valores al Cable Cable #

Número de Torones en el Cable

Tensionamiento (1ero ó 2do)

Cable	Núm Torones	Tensionamiento
1	5	1er Tens.
2	5	1er Tens.
3	5	1er Tens.
4	6	2do Tens.
5	6	2do Tens.

Núm Total de Torones Colocados **27**

Núm Total de Torones Calculados **27**

Verificación: **Tor Coloc = Tor Calc OK**

Núm Torones Colocados 1er Tens. **15**

ESFUERZOS EN EL CONCRETO EN EL CENTRO DE LA LUZ

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pe}{S_{INFss}} + \frac{M_{ppvigSS}}{S_{INFss}}$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{S_{supss}} - \frac{M_{ppvigSS}}{S_{supss}}$$

Ítem	Detalle	Valor
P	Fuerza de Presf CL (transf) por Torones Colocados	311.31 t
Exc Cable SS	Excentricidad del Cable Equivalente (S. Simple)	0.51 m
Esf Inf SS	Esfuerzo Actuante Inf en C.L. (Secc. Simple)	-1562.39 t/m ²
Esf Adm Compr	Esf.Máx.Admis.Compres. en el concreto (S Simp)	-1680 t/m ²
Chequeo	Esf.Act vs Esf.Adm. Analiza si se debe Fraccionar el Tens	1562.39 <= 1680 OK!. No Req Fr

Se Continúa el Cálculo con los Torones COLOCADOS

Definición Posición Ductos en Anclaje y C.L. 1er y 2do Tensionamientos. Trazado de los Cables (1er Tens)

Posición Ductos Zona Anclaje.1er Tensionamiento

Corte de la Sección Simple en Zona Anclaje

Asistente para Llenar la Tabla Ductos en...

Brazo fondo viga a eje ducto (m) **0.9**

Aplicar Valor al Ducto No. **1**

Ductos en Zona de Anclaje

Ducto	Brazo Y Ducto (m)
1	1.1
2	0.9
3	0.7

Diámetro Mínimo de un Ducto (Art 5.4.6.2)

$$\phi_{min.ducto} = \sqrt{4A_{torones} * 2.5/\pi}$$

Definir TODOS los Ductos para Continuar

Recubrim Lateral Libre Ducto (cm) **4**

Igual Diámetro en todos los Ductos **Sí**

Posición de los Ductos en el C. L.

Tabla Ubicación de los Ductos en C.L.

Ducto	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	Diámetro Mín (m)
1	0.07	0.14	0.05
2	0.18	0.14	0.05
3	0.3	0.14	0.05
4	0.42	0.14	0.05
5	0.54	0.14	0.05

Corte de la Sección Simple en C.L.

Ecuaciones para determinar el Trazado de los Cables : 1er. Tensionamiento

Ecuación de la Parábola

$$f = Brazo_{cable\ en\ apoyo} - Dist_{cable\ a\ -fondo\ viga}$$

$$h = Y_{infSS} - e$$

$$e_{apoyo} = Y_{infSS} - Brazo_{cable\ en\ apoyo}$$

$$Y = e = \frac{4f}{L^2} (Lx - x^2) + e_{apoyo}$$

Gráfica del Trazado Longitudinal de los Cables de Presfuerzo. 1er Tensionamiento

Ordenadas h de los Cables de Presfuerzo. Primer Tensionamiento

X (m)	0	1	2	2.188	4.375	6.562	8.75	10.938	13.125	15.312	15.5	16.5	17.5
h cable(1)	1.1	0.893	0.711	0.68	0.38	0.2	0.14	0.2	0.38	0.68	0.711	0.893	1.1
h cable(2)	0.9	0.736	0.592	0.568	0.33	0.188	0.14	0.188	0.33	0.568	0.592	0.736	0.9
h cable(3)	0.7	0.579	0.473	0.455	0.28	0.175	0.14	0.175	0.28	0.455	0.473	0.579	0.7

Propiedades Sección Neta . Esfuerzos en C.L. (Transferencia)

Propiedades Sección Neta de Concreto, en la Transferencia	Esfuerzos en el C.L. durante la Transferencia																																																				
$A_N = A_g - A_{duct} \quad Y_i = \frac{A_g Y_g - A_{duct} Y_g}{A_N}$ $I_N = I_g + A_g (Y_i - Y_g)^2 - A_{duct} (Y_i - Y_{duct})^2$ $S_s = \frac{I_N}{Hviga - Y_i} \quad S_i = \frac{I_N}{Y_i}$ <p style="text-align: center;">PROPIEDADES SECCIONES BRUTA Y NETA</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>ÍTEM</th> <th>VALOR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Prop. Mecán. Secc Simple C.L. BRUTA</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (br)</td> <td>0.65 m</td> </tr> <tr> <td>Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (br)</td> <td>0.65 m</td> </tr> <tr> <td>Área Ssimple A_{ss} (br)</td> <td>0.44 m²</td> </tr> <tr> <td>Inercia_xx $I_{x_{ss}}$(br)</td> <td>0.0887 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$(br)</td> <td>0.137 m³</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$(br)</td> <td>0.137 m³</td> </tr> <tr> <td>Prop. Mecán. Secc Simple C.L. NETA</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (neta)</td> <td>0.662 m</td> </tr> <tr> <td>Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (neta)</td> <td>0.638 m</td> </tr> <tr> <td>Área Ssimple A_{ss} (neta)</td> <td>0.43 m²</td> </tr> <tr> <td>Inercia_xx $I_{x_{ss}}$ (neta)</td> <td>0.0861 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$ (neta)</td> <td>0.13 m³</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$ (neta)</td> <td>0.135 m³</td> </tr> </tbody> </table>	ÍTEM	VALOR	Prop. Mecán. Secc Simple C.L. BRUTA		Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (br)	0.65 m	Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (br)	0.65 m	Área Ssimple A_{ss} (br)	0.44 m ²	Inercia_xx $I_{x_{ss}}$ (br)	0.0887 m ⁴	Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$ (br)	0.137 m ³	Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$ (br)	0.137 m ³	Prop. Mecán. Secc Simple C.L. NETA		Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (neta)	0.662 m	Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (neta)	0.638 m	Área Ssimple A_{ss} (neta)	0.43 m ²	Inercia_xx $I_{x_{ss}}$ (neta)	0.0861 m ⁴	Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$ (neta)	0.13 m ³	Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$ (neta)	0.135 m ³	<p style="text-align: center;">ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL CONCRETO</p> <p>A Compresión (Art 5.9.4.1.1) $\sigma_{adm} = -0.60 f'_{ci} = -0.60 * 0.8 f'_c$</p> <p>A Tensión (Art 5.9.4.1.2-1) Convención Tensión Compresión</p> <p>$\sigma_{adm} = 0$</p> $\sigma_{inf.net} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.net}} - \frac{P_{1tens}e}{S_{INFss.net}} + \frac{M_{ppvigSS}}{S_{INFss.net}}$ $\sigma_{sup.net} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.net}} + \frac{P_{1tens}e}{S_{SUPss.net}} - \frac{M_{ppvigSS}}{S_{SUPss.net}}$ $\sigma_{inf.bru} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.bru}} - \frac{P_{1tens}e}{S_{INFss.bru}} + \frac{M_{ppvigSS}}{S_{INFss.bru}}$ $\sigma_{sup.bru} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.bru}} + \frac{P_{1tens}e}{S_{SUPss.bru}} - \frac{M_{ppvigSS}}{S_{SUPss.bru}}$ <div style="text-align: center;"> <table border="1" style="margin: 0 auto;"> <tr> <td>Esf Adm a Compresión</td> <td>1680 t/m²</td> </tr> <tr> <td>Esf Adm a Tensión</td> <td>0 t/m²</td> </tr> </table> </div> <p style="text-align: center;">ESFUERZOS EN EL CONCRETO. C.L. SECCION NETA</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>ÍTEM</th> <th>Valor</th> <th>Verificación</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Esf Fibra Inf</td> <td>-756.54 t/m²</td> <td>756.54 <= 1680 OK</td> </tr> <tr> <td>Esf Fibra Sup</td> <td>-60.01 t/m²</td> <td>60.01 <= 1680 OK</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">ESFUERZOS EN EL CONCRETO. C.L. SECCION BRUTA</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>ÍTEM</th> <th>Valor</th> <th>Verificación</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Esf Fibra Inf</td> <td>-731.08 t/m²</td> <td>731.08 <= 1680 OK</td> </tr> <tr> <td>Esf Fibra Sup</td> <td>-51.04 t/m²</td> <td>51.04 <= 1680 OK</td> </tr> </tbody> </table>	Esf Adm a Compresión	1680 t/m²	Esf Adm a Tensión	0 t/m²	ÍTEM	Valor	Verificación	Esf Fibra Inf	-756.54 t/m ²	756.54 <= 1680 OK	Esf Fibra Sup	-60.01 t/m ²	60.01 <= 1680 OK	ÍTEM	Valor	Verificación	Esf Fibra Inf	-731.08 t/m ²	731.08 <= 1680 OK	Esf Fibra Sup	-51.04 t/m ²	51.04 <= 1680 OK
ÍTEM	VALOR																																																				
Prop. Mecán. Secc Simple C.L. BRUTA																																																					
Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (br)	0.65 m																																																				
Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (br)	0.65 m																																																				
Área Ssimple A_{ss} (br)	0.44 m ²																																																				
Inercia_xx $I_{x_{ss}}$ (br)	0.0887 m ⁴																																																				
Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$ (br)	0.137 m ³																																																				
Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$ (br)	0.137 m ³																																																				
Prop. Mecán. Secc Simple C.L. NETA																																																					
Centroide Inf $Y_{i_{ss}}$ (neta)	0.662 m																																																				
Centroide Sup $Y_{s_{ss}}$ (neta)	0.638 m																																																				
Área Ssimple A_{ss} (neta)	0.43 m ²																																																				
Inercia_xx $I_{x_{ss}}$ (neta)	0.0861 m ⁴																																																				
Mód Sección Inf $S_{i_{ss}}$ (neta)	0.13 m ³																																																				
Mód Sección Sup $S_{s_{ss}}$ (neta)	0.135 m ³																																																				
Esf Adm a Compresión	1680 t/m²																																																				
Esf Adm a Tensión	0 t/m²																																																				
ÍTEM	Valor	Verificación																																																			
Esf Fibra Inf	-756.54 t/m ²	756.54 <= 1680 OK																																																			
Esf Fibra Sup	-60.01 t/m ²	60.01 <= 1680 OK																																																			
ÍTEM	Valor	Verificación																																																			
Esf Fibra Inf	-731.08 t/m ²	731.08 <= 1680 OK																																																			
Esf Fibra Sup	-51.04 t/m ²	51.04 <= 1680 OK																																																			

Pérdidas por Fricción y Curvatura

Pérdidas por Fricción y Curvatura Involuntaria del Cable

$$P_A = P_x e^{-(\mu\alpha + Kx)}$$

$$\mu = 0.25 \quad \alpha = 0.00066 \quad \text{Pérd por Curv Involunt} = KX = 0.00066X$$

P_A = Fuerza de Presfuerzo en el anclaje

P_x = Fuerza en la sección a una dist X del anclaje

CÁLCULO DE LOS ÁNGULOS DE SALIDA DE LOS CABLES

$$Y = \frac{4f}{L^2} (Lx - x^2) \quad Y' = \tan \alpha \approx \alpha$$

$$Y' = \alpha = \frac{4f}{L^2} (L - 2x)$$

Variac. Ang. de la Pendiente de Cable i en secc a x del apoyo

$$\mu\Delta\alpha_{i,x} = \mu\alpha_{i,x=0} - \mu\alpha_{i,x}$$

Ángulo de Salida, Variación Angular, Curvatura Involuntaria de cada Cable

Cable	4f/L ²	Áng Cable (Rads)	Áng Cable (Grados)	Variac Ang 0 -> x	Curv.Involunt
1	0.01254	0.21943	12.6	0.00627X	0.00066X
2	0.00993	0.17371	10	0.00496X	0.00066X
3	0.00731	0.128	7.3	0.00366X	0.00066X

Esfuerzos en el Concreto (Transferencia) . 1er Tensionamiento

Esfuerzos Admisibles en el Concreto													
A Compresión (Art 5.9.4.1.1)						A Tensión (Art 5.9.4.2.2-1)						Esf Adm a Compresión	
$\sigma_{adm} = -0.60f'_{ci} = -0.60 * 0.8f'_c$						$\sigma_{adm} = 0$						1680 t/m2	
Convención		Tensión	Compresión		Para la Tabla $kk = \mu\Delta\alpha + KX$						Esf Adm a Tensión		
											0		
Estado de Esfuerzos en el Concreto durante la Transferencia de Fuerza de Presf. 1er Tens													
X (m)	0	1	2	2.188	4.375	6.562	8.75	10.938	13.125	15.312	15.5	16.5	17.5
kk (1)	0	0.0069	0.0138	0.0151	0.0303	0.0454	0.0606	0.0757	0.0909	0.1061	0.1074	0.1143	0.1212
kk (2)	0	0.0056	0.0112	0.0123	0.0246	0.0369	0.0492	0.0615	0.0738	0.0861	0.0871	0.0927	0.0984
kk (3)	0	0.0043	0.0086	0.0094	0.0188	0.0283	0.0377	0.0472	0.0566	0.0661	0.0669	0.0712	0.0755
P (1)(t)	61.25	60.83	60.41	60.33	59.42	58.53	57.65	56.78	55.93	55.09	55.02	54.64	54.26
P (2)(t)	60.56	60.22	59.88	59.82	59.09	58.36	57.65	56.95	56.25	55.56	55.5	55.19	54.88
P (3)(t)	59.87	59.61	59.35	59.31	58.75	58.2	57.65	57.11	56.57	56.04	55.99	55.75	55.51
e (1)(m)	-0.45	-0.24	-0.06	-0.03	0.27	0.45	0.51	0.45	0.27	-0.03	-0.06	-0.24	-0.45
e (2)(m)	-0.25	-0.09	0.06	0.08	0.32	0.46	0.51	0.46	0.32	0.08	0.06	-0.09	-0.25
e (3)(m)	-0.05	0.07	0.18	0.19	0.37	0.47	0.51	0.47	0.37	0.19	0.18	0.07	-0.05
Suma P(t)	181.68	180.66	179.65	179.46	177.26	175.09	172.95	170.84	168.75	166.69	166.51	165.58	164.65
Suma Pe tm	-45.7	-15.77	10.24	14.69	56.69	80.98	88.2	79.02	54.03	13.86	9.73	-14.1	-40.91
Área(m2)	0.78	0.78	0.78	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.78	0.78	0.78
Sinf(m3)	0.169	0.169	0.169	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.169	0.169	0.169
Ssup(m3)	0.169	0.169	0.169	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.169	0.169	0.169
MDC(t-m)	0	9.94	18	19.32	31.95	39.53	42.06	39.53	31.95	19.32	18	9.94	0
EsfInf t/m2	37	-80	-184	-374	-584	-702	-731	-677	-545	-339	-165	-70	31
EsfSup t/m2	-503	-384	-276	-442	-222	-94	-55	-99	-222	-419	-262	-355	-453
EsfAdm t/m2	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680
Chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Pérdidas por Acortamiento Elástico

Pérdidas por Acortamiento Elástico (ES) . Primer Tensionamiento Art 5.9.5.2.3

Pérdidas por Acortamiento Elástico

Art 5.9.5.2.3.a-1

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} \Delta f_{cgp}$$

$$E_{ci} = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

$$\Delta P_{ES} = A_{sp} \Delta f_{pES}$$

Delta fpES = Pérdida de Esfuerzo en CADA cable (1er Tens) por Acortam Elástico

Delta PES = Pérdida de Fuerza en CADA cable (1er Tens) por Acortam Elástico

N = Número Total de Torones Idénticos, 1er Tensionam.

Eci = Módulo Elástico del Concreto

Ep = Módulo Elástico del Acero de Prefuerzo

Delta fcgp = Suma Esfzos en el Concreto (CL) en C.G. Torones por Tensionam + P.Pviga

Pérdida por Acortamiento Elástico

ÍTEM	VALOR
Mód Elást Eci	2509800.6 t/m2
Mód Elást Ep	19700000 t/m2
Núm Tor N	15
Esfzo CL fcgp	658.279 t/m2
Pérd Esf.DeltafpES	2411.3 t/m2
Pérd Fza.DeltafpES	1.1 t / cable

Pérdidas por Corrimiento del Anclaje (Cuña)

Pérdidas por Corrimiento del Anclaje

Pérdidas por Corrimiento del Anclaje

$$W = \sqrt{\frac{\Delta L_c E_{ps} A_{ps}}{\Delta_p}}$$

$$\Delta_p = 2\Delta_p W$$

$$\Delta_p = \frac{P_o - P_L}{L}$$

$$\Delta L_c = \text{Penetr Cuña}$$

W = Distancia a la que el efecto de penetración de cuña se vuelve cero

Eps = Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo

Aps = Área del Acero de Presfuerzo

Eci = Módulo Elástico del Concreto

Po = Fuerza de Presfuerzo en el Anclaje Activo

PL = Fuerza de Presfuerzo en el otro extremo de la Viga (No activo)

L = Longitud de la Viga Postensada

Pérdidas por Penetración de Cuña para cada Cable. 1er Tensionamiento

Cable	Fza P(A)(t)	Fza P(P)(t)	L.Viga (m)	Aps(m2)	Penetrac.Cuña(m)	Delta p (tm)	Long.W (m)	Delta P(t)
1	61.25	54.26	17.5	0.00046	0.006	0.4	11.73	9.37
2	60.56	54.88	17.5	0.00046	0.006	0.324	13.02	8.44
3	59.87	55.51	17.5	0.00046	0.006	0.249	14.86	7.4

Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

F.E.
Hoja:1

Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

Tabla de Fuerzas Efectivas en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas (t)

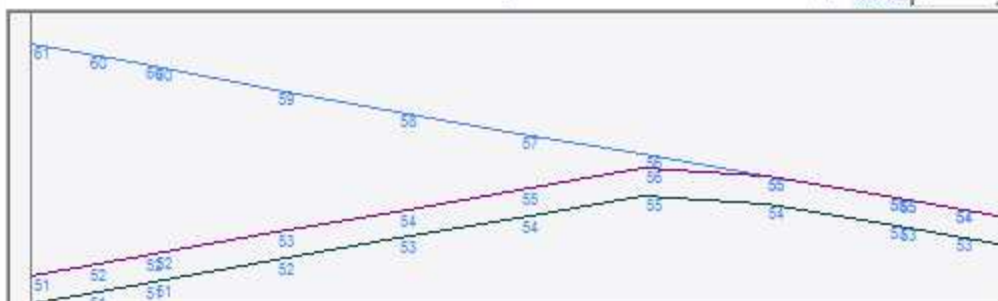
X (m)	0	1	2	2.188	4.375	6.562	8.75	10.938	13.125	15.312	15.5	16.5	17.5
F.A.Cable(1)	61.3	60.8	60.4	60.3	59.4	58.5	57.6	56.8	55.9	55.1	55	54.6	54.3
F.B.Cable(1)	51.9	52.3	52.7	52.8	53.6	54.5	55.4	56.3	55.9	55.1	55	54.6	54.3
F.C.Cable(1)	50.8	51.2	51.6	51.6	52.5	53.4	54.3	55.1	54.8	54	53.9	53.5	53.1
F.A.Cable(2)	60.6	60.2	59.9	59.8	59.1	58.4	57.6	56.9	56.2	55.6	55.5	55.2	54.9
F.B.Cable(2)	52.1	52.4	52.8	52.8	53.5	54.2	55	55.7	56.2	55.6	55.5	55.2	54.9
F.C.Cable(2)	51	51.3	51.6	51.7	52.4	53.1	53.8	54.5	55.1	54.4	54.4	54.1	53.8
F.A.Cable(3)	59.9	59.6	59.4	59.3	58.7	58.2	57.6	57.1	56.6	56	56	55.8	55.5
F.B.Cable(3)	52.5	52.7	53	53	53.6	54.1	54.6	55.2	55.7	56	56	55.8	55.5
F.C.Cable(3)	51.4	51.6	51.8	51.9	52.4	53	53.5	54.1	54.6	54.9	54.9	54.6	54.4

F.A.Cable(i) = Fuerza en el Cable (i) después de Pérdidas por Fricción y Curvatura Involuntaria

F.B.Cable(i) = Fuerza en el Cable (i) después de Pérdidas por Corrimiento del Anclaje (Cuña) (Acum)

F.C.Cable(i) = Fuerza en el Cable (i) después de Pérdidas por Acortamiento Elástico (Acum)

1er Tensionam: Fuerzas Efect en el Cable después de Pérdidas Instantán. (t) Cable **1**



Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

F.E.
Hoja:1

Esfuerzos en el Concreto Transferencia . 1er Tens

Esfuerzos Admisibles en el Concreto													
A Compresión (Art 5.9.4.2.1-1)												Esf Adm a Compresión	
$\sigma_{adm} = -0.45f'_c$												1575 t/m2	
Convención + Tensión - Compresión												Esf Adm a Tensión	
												0	
Estado de Esfuerzos en el Concreto durante la Transferencia de Fuerza de Presf. 1er Tens													
X (m)	0	1	2	2.188	4.375	6.562	8.75	10.938	13.125	15.312	15.5	16.5	17.5
P (1)(t)	50.76	51.16	51.56	51.63	52.51	53.38	54.26	55.13	54.81	53.97	53.89	53.51	53.14
P (2)(t)	50.99	51.32	51.64	51.7	52.41	53.12	53.83	54.54	55.13	54.44	54.38	54.07	53.76
P (3)(t)	51.35	51.6	51.85	51.89	52.44	52.98	53.53	54.07	54.62	54.92	54.87	54.63	54.39
e (1)(m)	-0.45	-0.24	-0.06	-0.03	0.27	0.45	0.51	0.45	0.27	-0.03	-0.06	-0.24	-0.45
e (2)(m)	-0.25	-0.09	0.06	0.08	0.32	0.46	0.51	0.46	0.32	0.08	0.06	-0.09	-0.25
e (3)(m)	-0.05	0.07	0.18	0.19	0.37	0.47	0.51	0.47	0.37	0.19	0.18	0.07	-0.05
Suma P(t)	153.1	154.07	155.05	155.23	157.36	159.49	161.61	163.74	164.55	163.32	163.15	162.22	161.29
Suma Pe tm	-38.16	-13.21	8.98	12.84	50.35	73.76	82.42	75.72	52.65	13.58	9.53	-13.81	-40.07
Área(m2)	0.78	0.78	0.78	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.78	0.78	0.78
Sinf(m3)	0.169	0.169	0.169	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.169	0.169	0.169
Ssup(m3)	0.169	0.169	0.169	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.169	0.169	0.169
MDC(t-m)	0	19.62	36.26	39.06	66.1	82.75	89.02	82.75	66.1	39.06	36.26	19.62	0
EsfInf t/m2	29	-3	-37	-161	-242	-297	-319	-321	-275	-185	-51	-10	30
EsfSup t/m2	-422	-392	-360	-545	-473	-428	-416	-424	-473	-558	-367	-406	-444
EsfAdm t/m2	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575
Chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Posición Ductos Zona Anclaje . 2do T

Posición Ductos Zona Anclaje. 2do Tensionamiento

Brazo Cable (nCab1t + 1)
1 m

Brazo Cable (nCab1t + i)
2 m

Se ubican los cables en el inicio y final (si se requiere un 2do cable) de la región variable de la zona de anclaje.

Ducto	Brazo X Ducto (m)
4	1
5	2

Si se requieren más de dos cables en 2do tensionamiento, es más eficiente mejorar la sección (vigas y/o tablero) y/o el aumentar el f'c del concreto

nCab1t = Núm Cables del 1er Tens.

Diámetro Mínimo de un Ducto (Art 5.4.6.2) $\phi_{\min.ducto} = \sqrt{4A_{torones} * 2.5/\pi}$

Ecuaciones para determinar el Trazado de los Cables : 1er. Tensionamiento
Ecuación de la Parábola

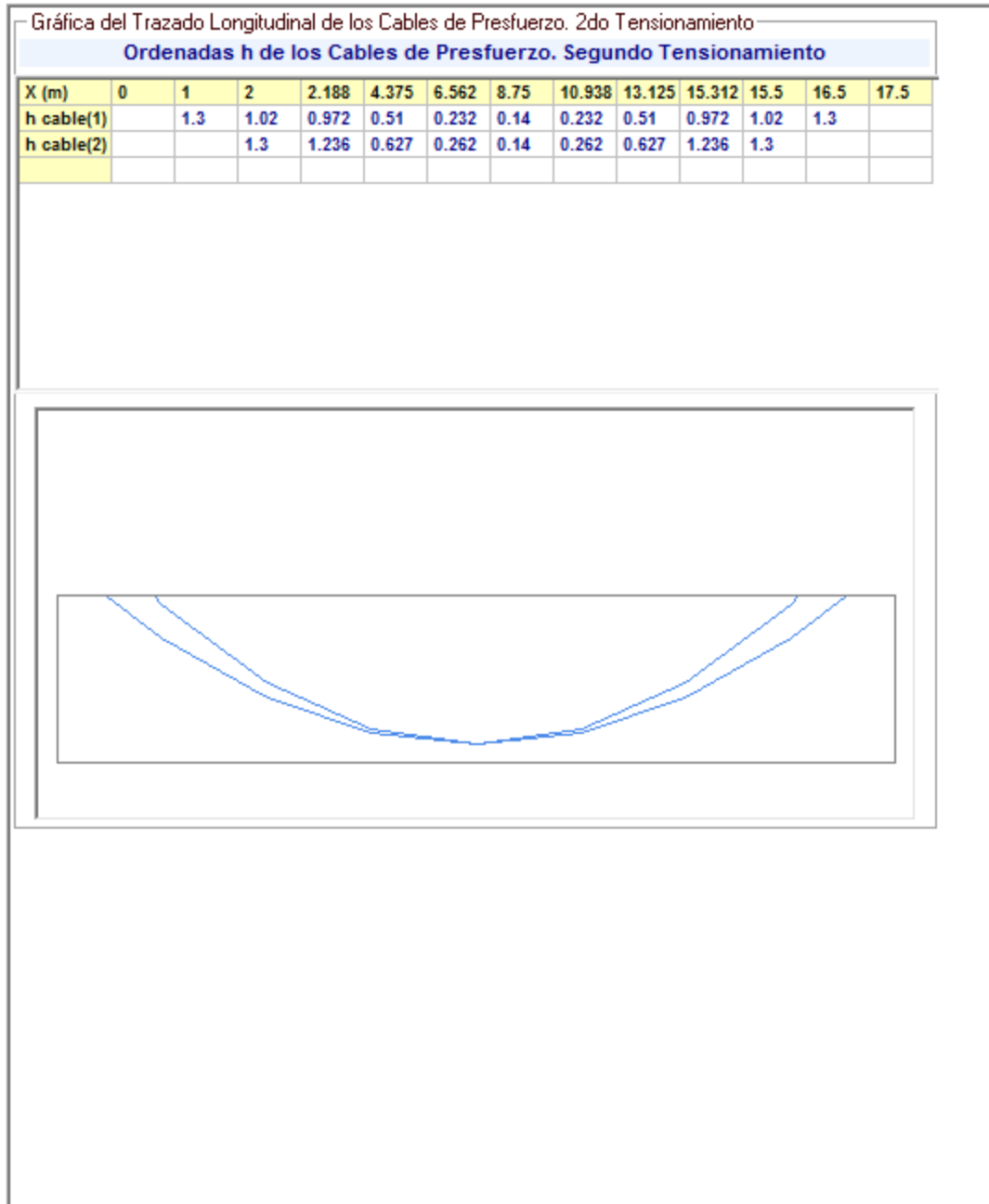
$f = Brazo_{cable\ en\ apoyo} - Dist_{cableq} - fondo\ viga$ $h = Y_{infSC} - e$

$e_{apoyo} = Y_{infSC} - Brazo_{vertcable}$ $Y = e = \frac{4f}{L^2} (Lx - x^2) + e_{apoyo}$

Posición de los Cables del 2do Tensionamiento

Mom
Hoja:2

Ordenadas h de los Cables de Presfuerzo. 2do T



Ángulo de Salida, Variación Angular, Curvatura de cada Cable

$$P_A = P_x e^{-(\mu\alpha + Kx)}$$

$$\mu = 0.25 \quad \alpha = 0.00066 \quad \text{Pérd por Curv Involunt} = KX = 0.00066X$$

P_A = Fuerza de Presfuerzo en el anclaje

P_x = Fuerza en la sección a una dist X del anclaje

CÁLCULO DE LOS ÁNGULOS DE SALIDA DE LOS CABLES

$$Y = e = \frac{4f}{L^2} (L(x - \text{braz. hor. cable}) - (x - \text{braz. hor. cabl})^2) + e_{ap}$$

$$Y' = \tan \alpha \approx \alpha$$

$$Y' = \alpha = \frac{4f}{L^2} (L - 2(x - \text{braz. hor. cable}))$$

Variac. Ang. de la Pendiente de Cable i en secc a x del apoyo

$$\mu\Delta\alpha_{i,x} = \mu\alpha_{i,x=0} - \mu\alpha_{i,x}$$

Ángulo de Salida, Variación Angular, Curvatura Involuntaria de cada Cable

Cable	4f/L ²	Áng(Rads)	Áng(Grados)	Variac Ang 0 -> x	Curv.Involunt
1	0.01931	0.29935	17.2	0.009657X - 0.009657	0.00066(X-1)
2	0.02546	0.3437	19.7	0.01273X - 0.02546	0.00066(X-2)

Pérdidas por Penetración de Cuña . 2do Tensionamiento

Fuerzas Efectivas de Presfuerzo durante la Transferencia . 2do Tensionamiento

X (m)	0	1	2	2.188	4.375	6.562	8.75	10.938	13.125	15.312	15.5	16.5	17.5
kk (4)		0	0.0103	0.0122	0.0348	0.0573	0.0799	0.1025	0.1250	0.1476	0.1495	0.1599	
kk (5)			0	0.0025	0.0318	0.0610	0.0903	0.1196	0.1489	0.1782	0.1807		
P (4)(t)		63.82	64.48	64.61	66.08	67.59	69.13	70.71	72.33	73.98	74.12	74.89	
P (5)(t)			63.12	63.28	65.16	67.09	69.09	71.14	73.26	75.43	75.62		

Para la Tabla
 $kk = \mu\Delta\alpha + KX$

$$W = \sqrt{\frac{\Delta L_c E_{ps} A_{ps}}{\Delta_p}} \quad \Delta_p = 2\Delta_p W \quad \Delta_p = \frac{P_O - P_L}{L} \quad \Delta L_c = \text{Penetr Cuña}$$

- W = Distancia a la que el efecto de penetración de cuña se vuelve cero
- Eps = Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo
- Aps = Área del Acero de Presfuerzo
- Eci = Módulo Elástico del Concreto
- PO = Fuerza de Presfuerzo en el Anclaje Activo
- PL = Fuerza de Presfuerzo en el otro extremo de la Viga (No activo)
- L = Longitud de la Viga Postensada

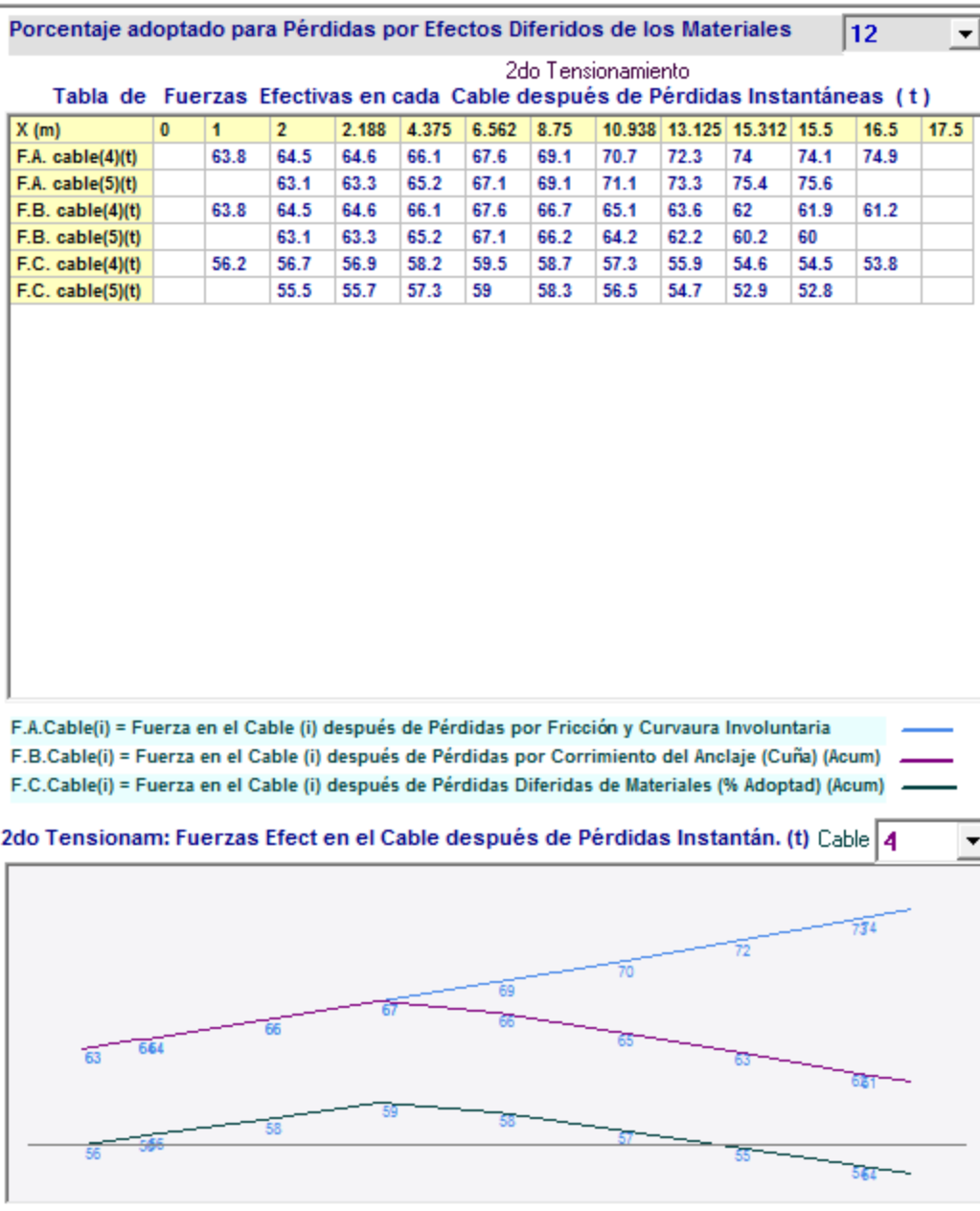
Pérdidas por Penetración de Cuña . 2do Tensionamiento

Cable	Fza P(A)(t)	Fza P(P)(t)	Long L (m)	Aps(m2)	Penetrac.Cuña(m)	Delta p (tm)	Long.W (m)	Delta P(t)
1	74.89	63.82	15.5	0.00056	0.006	0.714	9.61	13.72
2	75.62	63.12	13.5	0.00056	0.006	0.926	8.44	15.63

Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

F.E.
Hoja:1

Fuerzas Efectivas después de Pérdidas Instantáneas. Fuerzas y Gráficos



Esfuerzos en el Concreto en Estado de Servicio

Esfuerzos Concreto Etapa de Servicio después de Todas la Pérdidas. 1er y 2do Tens

Esfuerzos Admisibles en el Concreto													
A Compresión (Art 5.9.4.2.1-1)							A Tensión (Art 5.9.4.2.2-1)						Esf Adm a Compresión
$\sigma_{adm} = -0.60\phi_w f'_c$							$\sigma_{adm} = 0.5\sqrt{f'_c}$						2100 t/m2
Convención	+	Tensión	-	Compresión									Esf Adm a Tensión
													295.8 t/m2
Esfuerzos en el Concreto en Etapa de Servicio después de Todas la Pérdidas. 1er y 2do Tens													
X (m)	0	1	2	2.188	4.375	6.562	8.75	10.938	13.125	15.312	15.5	16.5	17.5
Fza P (1)(t)	44.67	45.02	45.37	45.44	46.21	46.98	47.74	48.51	48.23	47.49	47.43	47.09	46.76
Fza P (2)(t)	44.87	45.16	45.44	45.5	46.12	46.75	47.37	47.99	48.51	47.91	47.86	47.58	47.31
Fza P (3)(t)	45.19	45.41	45.63	45.67	46.15	46.63	47.1	47.58	48.06	48.33	48.29	48.08	47.86
exc e (1)(m)	-0.45	-0.24	-0.06	-0.03	0.27	0.45	0.51	0.45	0.27	-0.03	-0.06	-0.24	-0.45
exc e (2)(m)	-0.25	-0.09	0.06	0.08	0.32	0.46	0.51	0.46	0.32	0.08	0.06	-0.09	-0.25
exc e (3)(m)	-0.05	0.07	0.18	0.19	0.37	0.47	0.51	0.47	0.37	0.19	0.18	0.07	-0.05
Suma P(t)	134.73	135.58	136.44	136.6	138.47	140.35	142.22	144.09	144.81	143.73	143.57	142.75	141.93
Suma Pe (t m)	-33.58	-11.63	7.91	11.3	44.31	64.91	72.53	66.63	46.33	11.95	8.39	-12.15	-35.26
Área(m2)	0.78	0.78	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.78	0.78
Sinf(m3)	0.169	0.169	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.169	0.169
Ssup(m3)	0.169	0.169	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.1365	0.169	0.169
M DC(t-m)	0	19.62	36.26	39.06	66.1	82.75	89.02	82.75	66.1	39.06	36.26	19.62	0
EsfInf t/m2	26	11	-102	-107	-155	-188	-202	-209	-184	-128	-122	5	27
EsfSup t/m2	-371	-359	-518	-514	-474	-450	-444	-446	-474	-525	-530	-371	-391
MbordNJ t-m	0	0.87	1.63	1.76	3.01	3.77	4.02	3.77	3.01	1.76	1.63	0.87	0
MDW.rod t-m	0	1.82	3.41	3.68	6.32	7.9	8.42	7.9	6.32	3.68	3.41	1.81	0
M(LL+IMP) t-m	0	43.71	81.21	87.54	145.37	176.29	182.97	176.29	145.37	87.54	81.21	43.71	0
Fza P (4)(t)		56.2	56.7	56.9	58.2	59.5	58.7	57.3	55.9	54.6	54.5	53.8	
Fza P (5)(t)			55.5	55.7	57.3	59	58.3	56.5	54.7	52.9	52.8		
Exc e (4)(m)		-0.34	-0.06	-0.02	0.45	0.72	0.82	0.72	0.45	-0.02	-0.06	-0.34	
Exc e (5)(m)			-0.34	-0.28	0.33	0.69	0.82	0.69	0.33	-0.28	-0.34		
Sum.P.2Tens t	0	56.2	112.3	112.5	115.5	118.5	117	113.8	110.7	107.5	107.2	53.8	0
SumPe2Tns t-m	0	-19.3	-22.7	-16.5	44.8	84.1	95.5	80.7	43	-15.7	-21.6	-18.5	0
Área SC(m2)	1.0907	1.0907	0.7507	0.7507	0.7507	0.7507	0.7507	0.7507	0.7507	0.7507	0.7507	1.0907	1.0907
Sinf SC(m3)	0.2699	0.2699	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198	0.2699	0.2699
Ssup SC(m3)	0.3753	0.3753	0.3615	0.3615	0.3615	0.3615	0.3615	0.3615	0.3615	0.3615	0.3615	0.3753	0.3753
Esf Inf (t/m2)	26	203	298.4	295.9	246	178.7	146.5	180.6	232.6	277.6	279.8	196	26.7
Esf Sup (t/m2)	-371	-534	-865	-862	-828	-796	-781	-792	-824	-866	-869	-543	-391
Chq Esf Compr	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100
Cheq Esf Tens	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296

Momento Último de la Sección Compuesta

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 28}{7}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) \text{ (Art 5.7.3.1.1-1)}$$

$$k = 0.28 \text{ (Tabla C.5.7.3.1.1.1)}$$

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

$$\phi = 0.583 + 0.25 \left(\frac{d_t}{c} - 1\right) \leq 1$$

(Art 5.7.3.1.1-4)

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{res} = \phi M_n$$

Ítem	Descripción	Valor
M_DC	Mom Máx por pp viga, losa, bord, diafrag, equip y personas	91.32 t-m
M_DW	Mom Máx por pp del Asfalto	8.42 t-m
M_L+i	Mom por Carga Viva más Impacto	182.97 t-m
Mult	Mom Último Actuante. Estado Límite Resistencia I	446.98 t-m
k	Ver Tabla 5.7.3.1.1-1	0.28
Aps	Área Total de Acero de Prefuerzo	25.11
fpu	Resistencia Especificada de Tracción para Acero Prefuerzo	1725
fy	Resistencia de Fluencia para el Acero de Prefuerzo	1552.5
f _c	Resistencia a Compresión del Concreto	350 kg/cm ²
Beta1	Rel. entre la Profund zona equiv y la Prof zona a compres	0.8
b _w	Ancho b' de la Viga	1.73 m
d _p	Dist fibra extr a compr y centroide del acero de prefuerzo	1.34 m
c	Distancia de la Fibra extrema a compresion y el eje neutro	0.1 m
a	Profundidad del Bloque de Esfuerzos Rectangular Equivalente	0.08 m
f _{ps}	Esf Prom Acero Presf cuando se req la res nominal en la viga	1687.84 kg/cm ²
M _n	Resistencia Nominal a Flexión	550.44 t-m
Phi	Factor de Resistencia a Flexión	1
M _{res}	Máximo Momento Resistente de la Sección	550.44 t-m
Revis.	Chequeo M _{res} vs M _{u act}	OK

Chequeo Estado Límite de Servicio III para Control de Fisuras Art 3.4.1

Paso 1 : Esfuerzos CL.1er Tens. PP. SS +Losa y Riostra Incluy Pérdidas

Paso 2 : Se agregan los Esfuerzos por el 2do Tens + los Esf por DCsobr+ Asf + .8L+i

Paso 3 : Se verifican los Esfuerzos Resultantes vs Esf Admsibles

$$M_u = M_{DC} + M_{DW} + 0.80M_{(LL+IM)}$$

Ítem	Descripción	Valor
Esf.Inf.SS (t/m2)	Esf.Inf.S.Simp x PP.Viga,Losa,Diafr,Equ,Presf.desp.PérdTotales	-202.4
Esf.Sup.SS (t/m2)	Esf.Sup.S.Simp x PP.Viga,Losa,Diafr,Equ,Presf.desp.PérdTotal.	-444
MDC_sobr.imp(t-m)	Mom por C.Sobreimpuesta: Barreras ,Bordillos y Barandas	4
M_DW (t-m)	Mom por la Capa de Rodadura o Asfalto	8.4
M_L+i (t-m)	Momento por Carga Viva más Impacto	183
Ms (t-m)	Mom Total para el Estado Límite de Servicio III	158.8
P2t(4) (t)	Fuerza Efect en Cable (4) en C.L. desp pérd	58.7
P2t(5) (t)	Fuerza Efect en Cable (5) en C.L. desp pérd	58.3
Exc e(4) (m)	Excentricid del Cable (4) en C.L. S.Comp	0.82
Exc e(5) (m)	Excentricid del Cable (5) en C.L. S.Comp	0.82
Suma P2t (t)	Sumatoria de las Fuerzas del 2do Tens en el C.L. desp pérd	117
Suma P2t x e (t-m)	Sumatoria de Fuerzas x excentric cables del 2do Tensionam.	95.5
Esf Inf (t/m2)	Esfzo sobre el Concreto en Fibra Inferior Sección Comp.	-38.4
Esf Sup (t/m2)	Esfzo sobre el Concreto en Fibra Sup(unión.viga-losa)S.Comp	-714.8
Esf.Adm.Comp(t/m2)	Esfuerzo Admisible a Compresión en el Concreto	2100
Esf.Adm.Tens(t/m2)	Esfuerzo Admisible a Tensión en el Concreto	296

Refuerzo Mínimo de la Sección según 5.7.3.3.2

Determinación del Refuerzo Transversal Mínimo (Acero No Tensado)

Refuerzo Mínimo (Art 5.7.3.3.2)

$$M_{CR} = \gamma_3 \left[\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe} \right] \gamma_1 S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \quad (\text{Art 5.7.3.3.2-1})$$

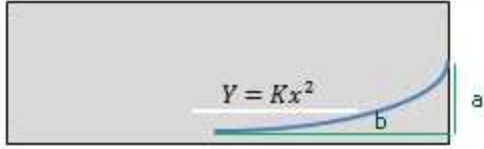
$\gamma_1 = 1.6$ (estr concreto) $\gamma_2 = 1.1$ (torones adher)
 $\gamma_3 = 1.0$ (acero presf) $f_r = 0.62 \sqrt{f'c}$ (Art 5.4.2.6)
 $S_c = \text{Mód Secc. inf SC}$ $S_{nc} = \text{Mód Secc. inf SS}$
 $M_{DC,SS} = \text{Mom pp Viga SS}$ $M_{DC,losa} = \text{Mom pp Losa}$
 $M_{dnc} = M_{DC,SS} + M_{DC,losa}$ $f_{cpe} = \text{Esf. Compr inf} \times F_{efectiv. presf. dp}$

$$A_s = \frac{M_n - A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)}{f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)} \quad \text{Despejando de la Ec 5.7.3.2.2-1}$$

Determinación del Refuerzo Transversal Mínimo (Acero No Tensado)		
Ítem	Descripción	Valor
fr	Módulo de Rotura del Concreto	366.8 t/m ²
M.DC_SS	Mom Máx por P.P. Viga (sección Simple)	42.06 t-m
M.DC.Losa	Mom Máx por P.P. Losa	45.24 t-m
M.dnc	Sumatoria de Mom Máx por P.P. Viga y por P.P. Losa	87.3 t-m
SumaP(1T)	Suma de Fzas Efect 1er Tens en C.L desp. Pérdidas	142.22 t
Area(1T)	Área Seco Simple 1er Tensionamiento	0.44 m ²
exc e(1T)	Excentricidad de los Cables 1er Tensionam en C.L	0.51 m
SumaP(2T)	Suma de Fzas Efect 2do Tens en C.L desp. Pérdidas	116.99 t
Area(2T)	Área Seco Compuesta 2do Tensionamiento	0.7507 m ²
exc e(2T)	Excentricidad de los Cables 2do Tensionam en C.L	0.82 m
f_cpe	Esfzo de Compr de la S. Simple por Presfuerzo	1492.7 t/m ²
MCR	Momento de Fisuración	666.69 t-m
Mres	Momento Último que resiste la Sección	550.44 t-m
Mu.act	Momento Últ Actuante	446.98 t-m
Mdom	Momento dominante: Menor entre Mcr y 1.33Mu.Act	594.49 t-m
Mdom - Mre	Diferenc entre Mdom y Mres	594.49 t-m
Mn	Resistencia Nominal a Flexión	594.49 t-m
dp	Distancia Fibra extr a Compr a Centroide Área.Presf	1.34 m
a	Profundidad del Bloque de Esfuerzos Rectangular Equiv	0.082 m
fps	Esf.Prom AceroPresf cuando se req. la res. nomin en la viga	1687.84 t/m ²
As	Área de Acero Mínimo No Tensado o Pasivo	8.08 cm ²
Armadura	Armadura No Tensada Sugerida	5 # 5

Longitud de los Cables de Presfuerzo entre Anclajes

Longitud de los Cables de Presfuerzo

$$L/2 = \left[\frac{1}{2} \sqrt{b^2 + 16a^2} + \frac{b^2}{8a} \ln \left(\frac{4a}{b} + \sqrt{\left(\frac{16a^2}{b^2} + 1 \right)} \right) \right]$$


Longitud de los Cables del Primer Tensionamiento

Cable	Long Horiz a (m)	Long Horiz b (m)	Long Total Cable (m)
1	0.96	9	18.53
2	0.76	9	18.34
3	0.56	9	18.18

Longitud de los Cables del Segundo Tensionamiento

Cable	Long Horiz a (m)	Long Horiz b (m)	Long Total Cable (m)
4	1.16	8	16.86
5	1.16	7	14.97

Alargamiento de los Cables durante la Transferencia

Alargamiento de los Cables durante la Transferencia

CPL = Curva de las Fuerzas Efectivas de Presfuerzo durante Transferencia

$$\Delta L = \frac{\text{Área bajo CPL}}{E_{ps}A_{ps}} + \frac{\text{Área bajo CPL}}{E_cA_c}$$

Cable 1T #

Alargamiento de Cables durante la Transferencia. 1er Tensionam

1

Ítem	Descripción	Valor
Etapa Tensionam	Etapa de Tensionamiento del Cable en Estudio	1
Cable #	Número del Cable en Estudio	1
Aps	Área del Acero de Presfuerzo del Cable en Estudio	0.0005 m2
Eps	Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo	19700000 t/m2
Fza Apoy Activo	Fuerza Aplicada en Anclaje Activo	61.3 t
Fza Apoy Pasivo	Fuerza que llega al Anclaje Pasivo después Pérdidas	54.3 t
Área CPL	Área bajo Curva del Diagr Tensionam para c/cable	1010.7 t-m
Alargamiento	Alargamiento Total del Cable	11.124 cm

Cable 2T #

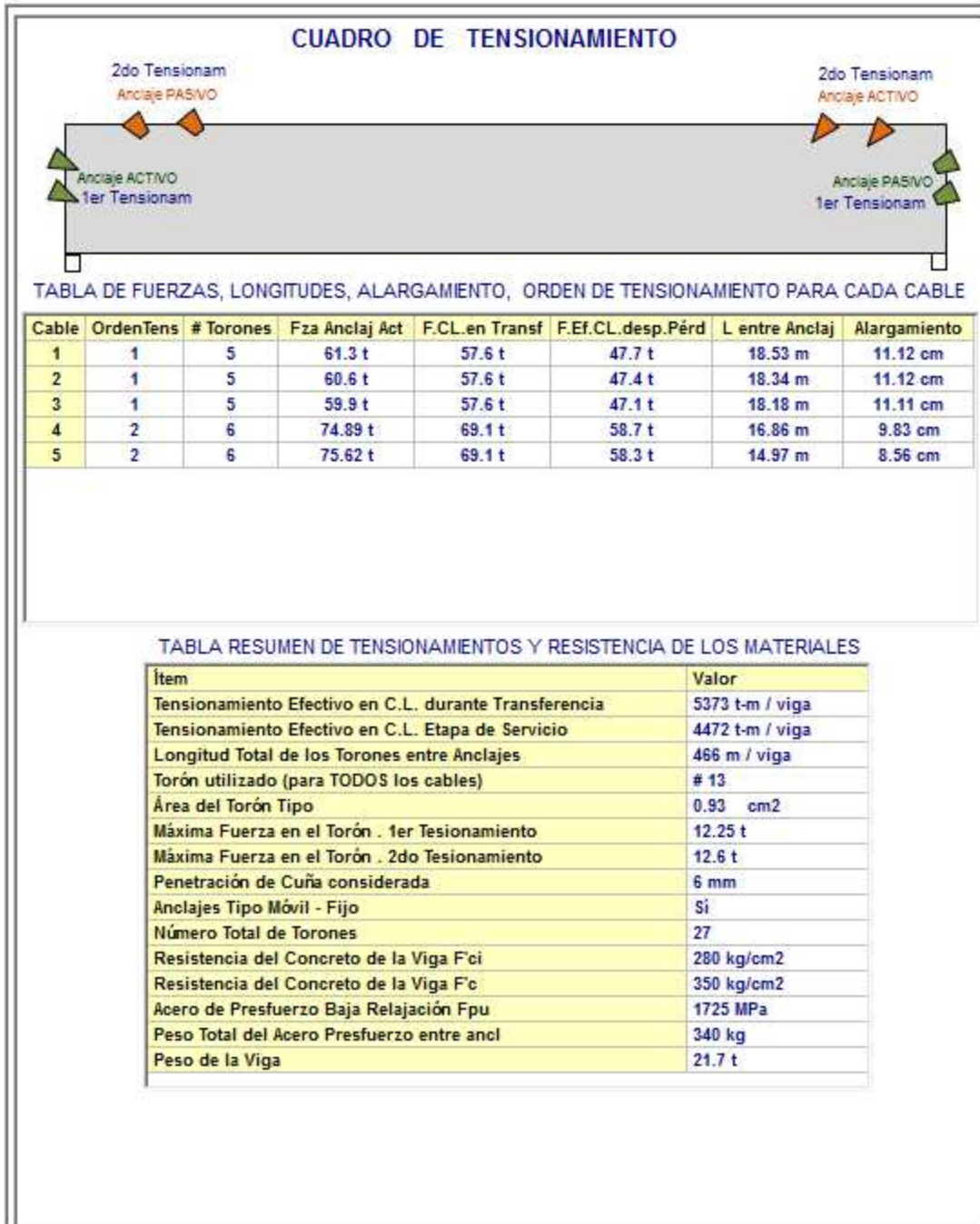
Alargamiento de Cables durante la Transferencia. 2do Tensionam

4

Ítem	Descripción	Valor
Etapa Tensionam	Etapa de Tensionamiento del Cable en Estudio	2
Cable #	Número del Cable en Estudio	4
Aps	Área del Acero de Presfuerzo del Cable en Estudio	0.0006 m2
Eps	Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo	19700000 t/m2
Fza Apoy Activo	Fuerza Aplicada en Anclaje Activo	74.89 t
Fza Apoy Pasivo	Fuerza que llega al Anclaje Pasivo después Pérdidas	63.82 t
Área CPL	Área bajo la Curva del Diagr Tens para c cable	1075 t-m
Alargamiento	Alargamiento Total del Cable	9.83 cm

Cuadro de Tensionamiento

Fuerzas, Longitudes, Alargamiento . Resumen de Tensionamientos y Materiales



Ecuaciones y Teoría para Calcular las Deflexiones

Cálculo de las Deflexiones de la Viga

W_{DCviga}
 $W_{DC.Losa.eq+DW}$

$$\delta_{wDC(m\acute{a}x)} = \frac{W_{DCviga}L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

$W_{DCvig.apy.adic}$

$$\delta_{wDClosaDW(m\acute{a}x)} = \frac{W_{wDClosaDW}L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

$$\delta_a(m\acute{a}x) = \frac{W_{DCvig.apy.adic}}{24E_cI_g(bru)} (a^4 - 4La^3 + 4.5a^2L^2 - aL^3 + 0.125L^4)$$

W_{CARRIL}

$4P$ $4P$ P

$$\delta_w(m\acute{a}x) = \frac{W_{carri}L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

$$L.I. \delta_p(C.L.) = \frac{X}{48E_cI_gSC} (3L^2 - 4X^2)$$

F F

el Presfuerzo
de Presf F

$$W_F = \frac{8Ff}{L^2}$$

$$\delta_F = \frac{W_F L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

M M F F

el Apoyo

$$M_{por F} = F e$$

$$\delta M_{por F} = \frac{F e L^2}{8E_cI_g(bru)}$$

Cálculo de las Deflexiones

Mom
Hoja:2

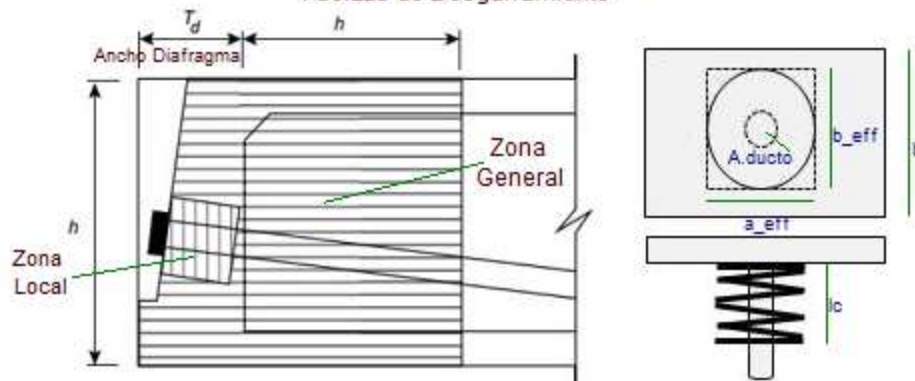
Cálculo Detallado de las Deflexiones de la Viga

Ítem	Descripción	Valor
L	Longitud de la Viga L	17.5 m
Ec	Módulo de Elasticidad del Concreto	2539921 t/m ²
Isc.CL	Mom de Inercia Sección Simple en C.L.	0.08874 m ⁴
Isc.CL	Mom de Inercia Sección Compuesta en C.L.	0.18931 m ⁴
Carga A	Carga por P.P. Viga Tip secc C.L	1.056 t/m
Carga B	Carga Adicional por Cartelas en Zonas Anclaje	0.816 t/m
Carga C	Carga por Losa,Equipos,Asfalto,C.Sobreimp: C.Permanentes	1.451 t/m
Deflex Carga A	Deflexión en C.L. por la Carga A	0.0057 m
Deflex Carga B	Deflexión en C.L. por la Carga B	0.0017 m
Deflex Carga C	Deflexión en C.L. por la Carga C	0.0037 m
Wequiv. F(1)	Carga Equivalente del Cable (1)	1.45 t/m Arr
Wequiv. F(2)	Carga Equivalente del Cable (2)	1.14 t/m Arr
Wequiv. F(3)	Carga Equivalente del Cable (3)	0.84 t/m Arr
Defl.Tot.Wequiv.1T	Suma de Deflex en CL por las Cargas Equiv 1er Tens	0.0186 m Arr
M por F(1)	Momento sobre Apoyo por la F(1)	27.56 t-m
M por F(2)	Momento sobre Apoyo por la F(2)	15.14 t-m
M por F(3)	Momento sobre Apoyo por la F(3)	2.99 t-m
Defl.M.apy.1T	Suma de las Deflex por Moms en el apoyo por Fzas 1T	0.0078 m Abaj
Defl.Total 1T	Deflexión Total en C.L. por Presfuerzo 1er Tens	0.011 m Arr
Weq.P2t(4)	Carga Equivalente del Cable(4)	2.67 t/m Arr
Weq.P2t(5)	Carga Equivalente del Cable(5)	3.52 t/m Arr
Defl.Wequiv.2T	Suma de Deflex en CL por las Cargas Equiv 2do Tens	0.007 m Arr
M.Apy.P1t(4)	Momento sobre Apoyo por la F(4)	21.94 t-m
M.Apy.P1t(5)	Momento sobre Apoyo por la F(5)	21.69 t-m
Defl.Tot.M.apy.2T	Suma de las Deflex por Moms en el apoyo por Fzas 2T	0.002 m Abaj
Defl.Total 2T	Deflexión Total en C.L. por Presfuerzo 2do Tens	0.005 m Arr
Defl.Tot.Presf	Deflex.Total (Fzas.1T + Fzas.2T)xFpérd.diferid	0.014 m Arr
Defl.Instant.CPern	Deflex.Total Instantánea por Cargas Permanentes	0.011 m Abaj
Defl.Largo Plazo	Deflex Total a Largo plazo (t=inf)	0.055 m Abaj
Defl.TotLPzo+Pres	Deflex Total Largo Plazo + Presfuerzo	0.042 m Abaj
F.Distr.Defl	Factor de Distr de Deflex	0.5
Defl.Carril	Deflexión por la Carga del Carril de Diseño	0.002 m Abaj
Defl.Camión	Deflex por el Camión de Diseño	0.006 m Abaj
Lím1.DeflCam	Límite 1: Deflex camión solo(FImpxFdis)	0.004 m Abaj
Lím1.DeflCam	Límite 2: Deflex(25%(camión solo)+Carril Diseño)(FImpxFdis)	0.002 m Abaj
Lím. Domin	Límite que Domina (el mayor)	0.004 m Abaj
MáxDefl_CV	Máxima Flecha generalizada para CV: L / 800	0.022 m Abaj
Verificación	Verificación: Defl.Lím vs MaxFlecha Adm CV	0<=0.02 OK

Zona de Anclaje. Teoría y Ecuaciones

Diseño Básico de la Zona de Anclaje

Fuerzas de Desgarramiento



Art 5.10.9.6.3-1

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 \left| \sum P_u \text{sen } \alpha \right|$$

Art 5.10.9.6.3-2

$$d = 0.25(h - 2e) + 5e \text{sen } \alpha$$

$$A_s = \frac{T_{burst}}{\phi f_y}$$

P_u = Fuerza Mayorada en el Torón

a = Dimension Lateral del Dispositivo de Anclaje en la dirección considerada

h = Altura del Elemento Estructural

$T_d \sim 0.3h$

Alfa = Áng de Inclinación de la Fuerza del Torón con el eje del elemento

A_s = Acero en la posible zona de desgarramiento del concreto

Diseño Básico de la Zona de Anclaje

Esfuerzos de Compresión

Art 5.10.9.6.2-1

$$f_{ca} = \frac{0.60 P_u k}{A_b \left(1 + l_c \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t}\right)\right)}$$

Art 5.10.9.3.1

$$f_{ca} \leq 0.7 f'_{ci}$$

Art 5.10.9.6.2-2

Si $a \leq s \leq 2a_{eff} \rightarrow k = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}}\right) \left(0.3 - \frac{n}{15}\right)$

Art 5.10.9.6.2-3

Si $s > 2a_{eff} \rightarrow k = 1$

k = Factor de Corrección para Anclajes muy cercanos

a_{eff} = Dim Lateral del área de Apoyo par a la may dim secc

b_{eff} = Dim Lateral del área de Apoyo par a la men dim secc

t = Espesor del Elemento (Viga en la Zona Anclaje)

s = Separación entre centros de anclajes

n = Número de Anclajes en una Fila

l_c = Extensión Longitudinal del Refzo de Conf Zona Local

A = Área de Apoyo Efectiva

Cálculo de la Zona de Anclaje

Mom
Hoja:2

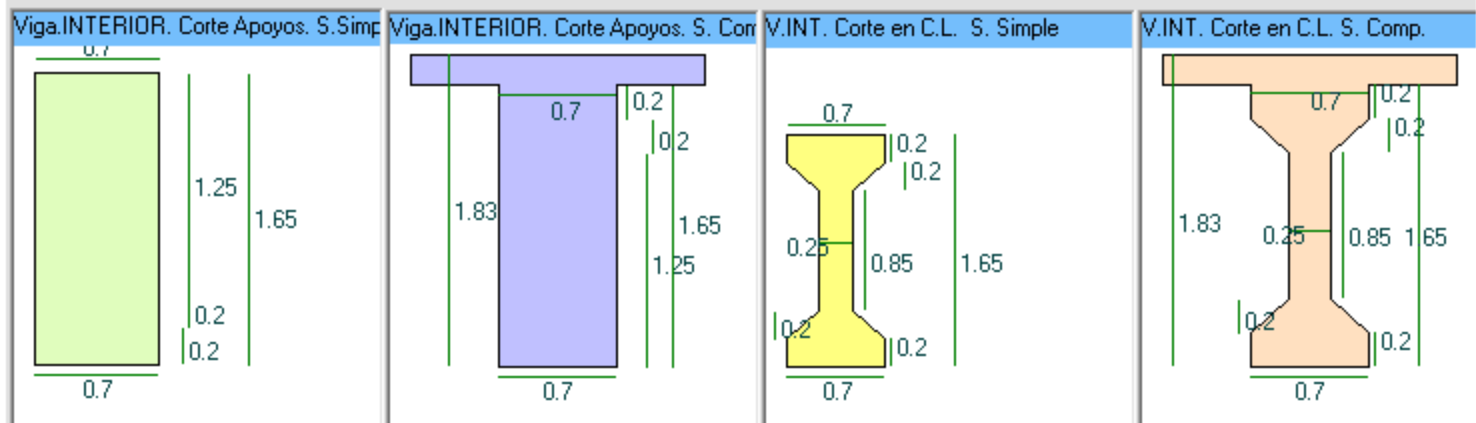
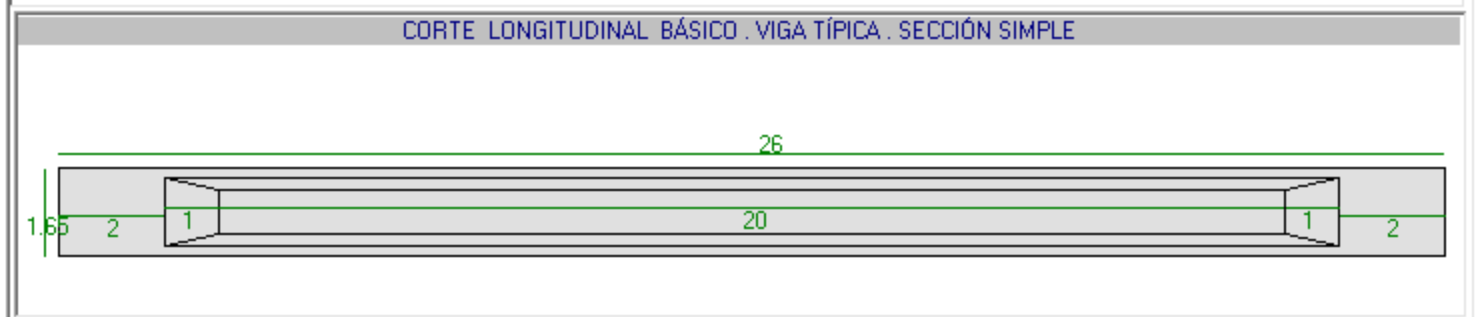
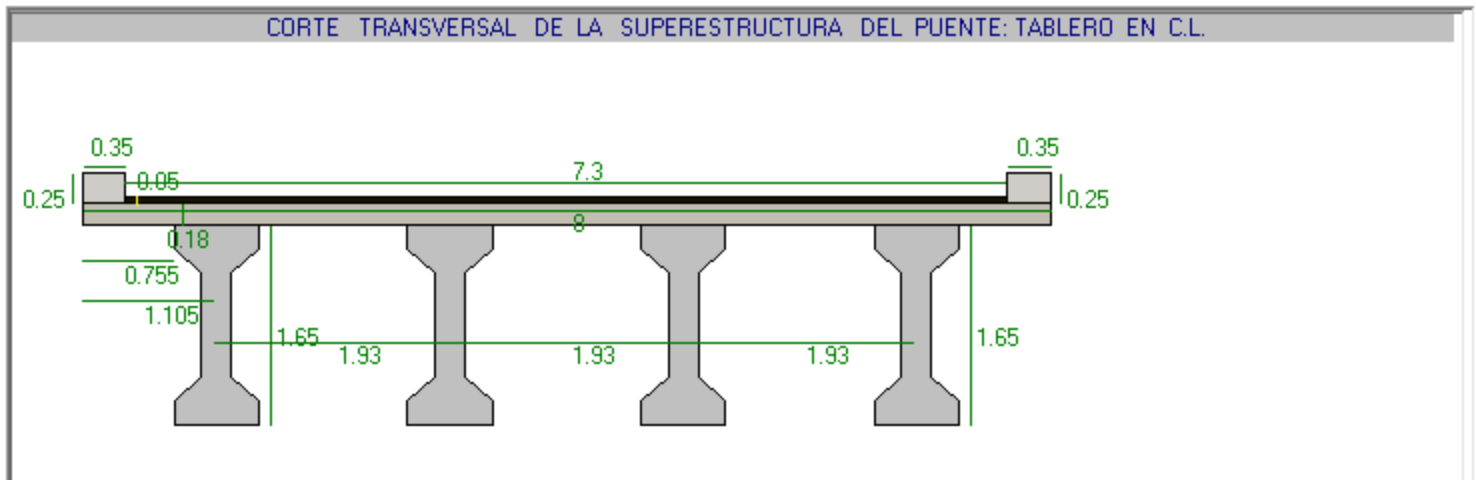
Zona de Anclaje. Resultados de Diseño

Diseño por Desgarramiento		Valor
Cable Crítico	Cable con la Mayor Carga en la Extremo de la Viga	1
Pu	Fuerza Mayorada en el Anclaje ($F_{\text{cable}} \times 1.2$)	73.5 t
a	Dimension Lat Dispositivo Anclaje en la direcc considerada	0.25 m
h	Altura de la Viga (Sección Simple)	1.3 m
Alfa	Ángulo del Torón con el eje del elemento en el anclaje	0.219429 rads
T_burst	Fuerza de Tracción frente a anclaje y transv al eje toron	22.84 t
e	Exctr.Anclaj a c.g.SeccSimp.Apoyo abs($Y_i \cdot \text{ssap-BrzCabl}$)	0.45 m
d	Distancia entre el anclaje y el centroide Fuerza Desgarram	0.69 m
Fy	Límite Fluencia del Acero No Tensado Zona de Anclaje Local	4200 kg/cm ²
As	Área de Acero a colocar en la Zona Local	5.439 cm ²
Armadura	Detalle de la Armadura Helicoidal en una long d = 0.69 m	#5.Paso 25.1 cm
Diseño por Compresión		
Dimens.placa	Dimensiones de la Placa de Apoyo	0.25 m x 0.25 m
Abrut.placa	Área Bruta de la Placa de Apoyo	0.062 m ²
Ab	Área Efectiva Placa de Apoyo (descontando ducto)	0.061 m ²
Ic	Extensión Longitudinal Refuerzo Confinamiento Zona Local	0.288 m
t	Espesor del Elemento (Ancho Viga en Apoyo)	0.6 m
s	Separación entre ejes de anclajes	0 m
k	Factor de Corrección para Anclajes muy cercanos	0
fca	Esfzo de Compresión en el concreto, frente a los anclajes	0 t/m ²
Límite	Límite Máx de fca: $0.7 \times 0.8 \times f_{ci}$	1568 t/m ²
Chequeo	Revisión Esfuerzo Compresión Act vs Esf Límite Norma	Cumple OK

DATOS DE LA GEOMETRIA

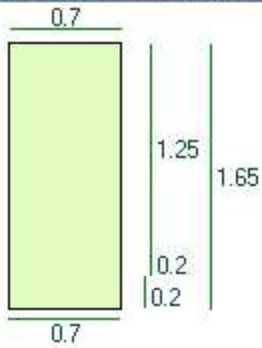
GEOMETRIA DE LA SUPERESTRUCTURA	
Long. Tablero a bdes ext (Ltot)(m)	26
Luz de Cálculo Lejes (m) <small>Lejes<=Ltot</small>	25.5
Ancho Tablero a bordes ext (m)	8
Separac. entre ejes de vigas (m)	1.93
Número de Vigas	4
Espesor de la Losa, ts (m)	0.18
Espesor Capa Rodadura (m)	0.05
DIMENSIONES VIGA TIPO : EN LA LUZ	
Ancho Patín Superior bfs (m)	0.7
Patín SUP: Esp. Top tfs1 (m)	0.2
Patín SUP: Esp. Bottom tfs2 (m)	0.2
Espesor del Alma, tw (m)	0.25
Altura del Alma, Hw (m)	0.85
Ancho Patín Inferior bfi (m)	0.7
Patín INF: Esp. Top tfi1 (m)	0.2
Patín INF: Esp. Bottom tfi2 (m)	0.2
DIMENSIONES VIGA TIPO : EN APOYOS	
Patín SUP: Esp. Inferior tfz2 (m)	0.07
Zona Anclaje: Long 1 (Const) (m)	2
Zona Anclaje: Long 2 (Variab) (m)	1
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> Barreras y Bordillos Carga Perm y Sobreimp </div>	
Definición de Barreras New Jersey (NJ)	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> NO NJ IZQ NO NJ DER No NJ Int Dobl </div>	
Dist. bde izq losa al Bdelzq Doble NJ, m <input type="text" value="3"/> Sep. Libre entre NJ (m) <input type="text" value="0"/>	
Definición de Bordillos y Barandas	
L Bord. IZQ (m)	0.35
EspBord IZQ(m)	0.25
L Bord.DER (m)	0.35
EspBord DER(m)	0.25
BARANDAS <div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-top: 5px;"> NO Ext IZQ NO Ext DER </div> <div style="display: flex; justify-content: space-between; margin-top: 5px;"> NO Int IZQ NO Int DER </div>	
Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
F'c del Concreto Vigas (kg/cm ²)	350
F'c del Concreto Losa (kg/cm ²)	280
Fy Acero Losa y Vigas (kg/cm ²)	4200
Recubrim Centroid d' Losa (cm)	5

GEOMETRIA DEL TABLERO



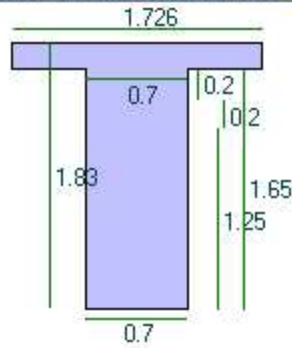
PROPIEDADES MECANICAS . VIGAS INTERIOR Y EXTERIOR

V.INTERIOR. Corte Apoyos, S. Simple



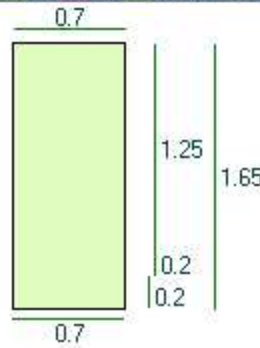
Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.82
Centroide Sup Ys (m)	0.83
Área Ssimple Ass (m2)	1.155
Inercia_xx Ix, m4	0.262
Mód Sección Inf Si (m3)	0.3176
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.3176

V.INTERIOR. Corte Apoyos, S. Comp



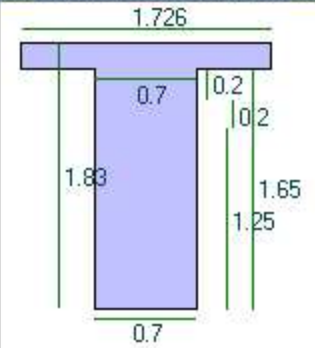
Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \text{sqr}(f_c \text{ vig})/\text{sqr}(f_c \text{ los})$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	1.02
Centroide Sup Ys (m)	0.81
Área Scomp Ass (m2)	1.4657
Inercia_xx Ix, m4	0.4679
Mód Sección Inf Si (m3)	0.4592
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.5769

V.EXTERIOR. Corte Apoyos, S. Simple



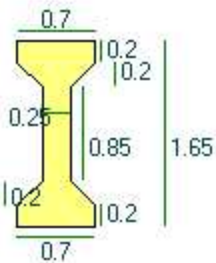
Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.82
Centroide Sup Ys (m)	0.83
Área Ssimple Ass (m2)	1.155
Inercia_xx Ix, m4	0.262
Mód Sección Inf Si (m3)	0.3176
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.3176

V.EXTERIOR. Corte Apoyos, S. Comp



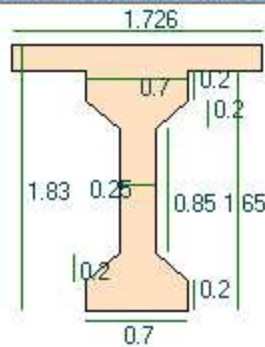
Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \text{sqr}(f_c \text{ vig})/\text{sqr}(f_c \text{ losa})$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	1.02
Centroide Sup Ys (m)	0.81
Área Scomp Asc (m2)	1.4657
Inercia_xx Ix, m4	0.4679
Mód Sección Inf Si (m3)	0.4592
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.5769

V.INTERIOR. Corte C.L. Secc Simple



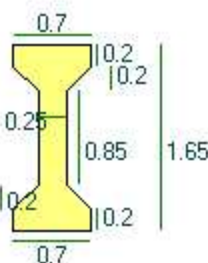
Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.82
Centroide Sup Ys (m)	0.82
Área Ssimple Ass (m2)	0.6825
Inercia_xx Ix, m4	0.2171
Mód Sección Inf Si (m3)	0.2631
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.2631

V.INTERIOR. Corte C.L. Secc Comp.



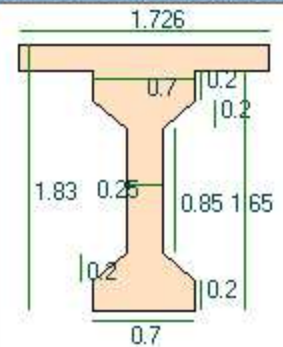
Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \text{sqr}(f_c \text{ vig})/\text{sqr}(f_c \text{ los})$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	1.11
Centroide Sup Ys (m)	0.72
Área Scomp Asc (m2)	0.9932
Inercia_xx Ix, m4	0.3967
Mód Sección Inf Si (m3)	0.3569
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.5519

V.EXTERIOR. Corte C.L. Secc Simple



Propiedad	Valor
Centroide Inf Yi (m)	0.82
Centroide Sup Ys (m)	0.82
Área Ssimple Ass (m2)	0.6825
Inercia_xx Ix, m4	0.2171
Mód Sección Inf Si (m3)	0.2631
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.2631

V.EXTERIOR. Corte C.L. Secc Comp

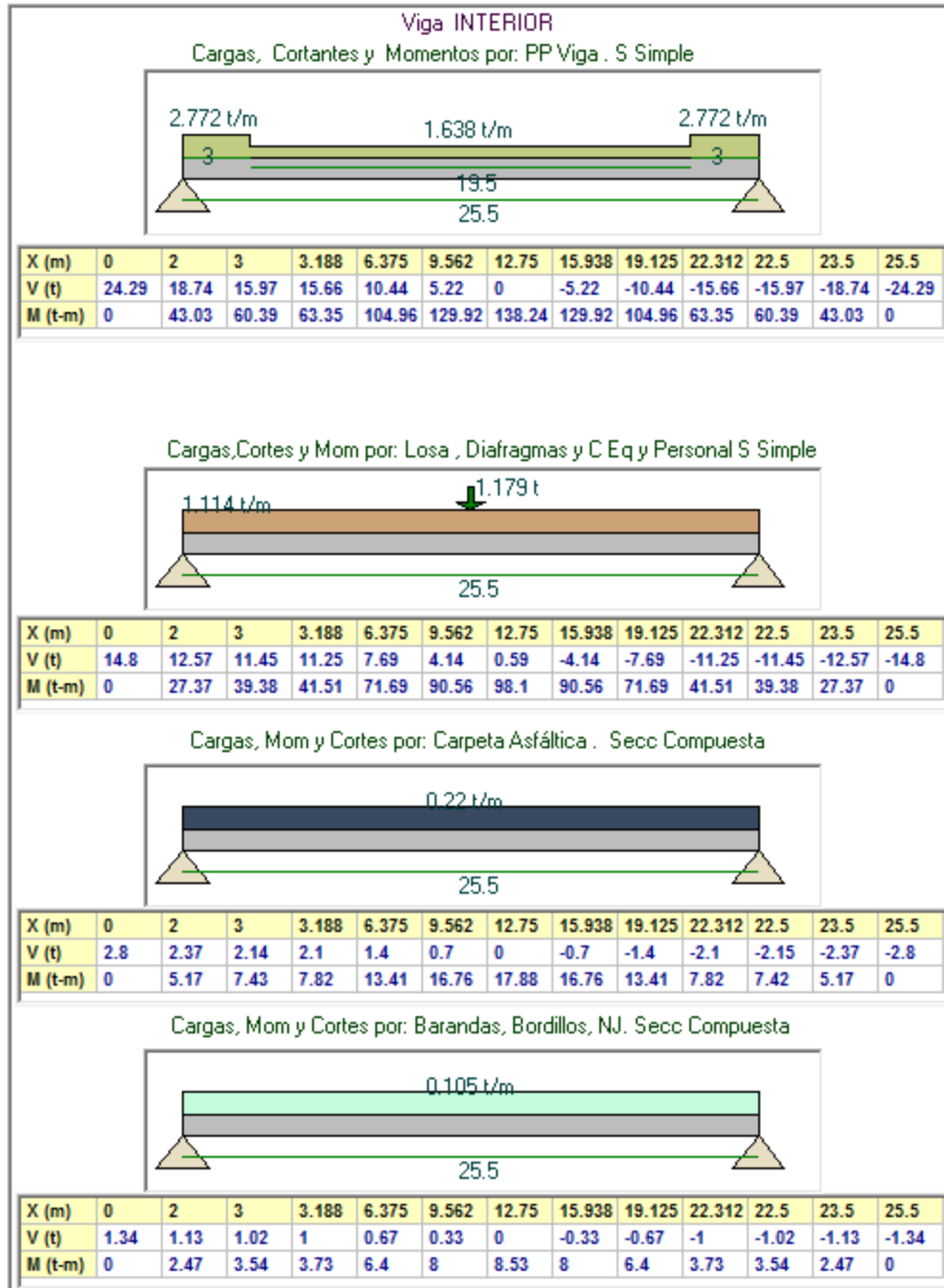


Propiedad	Valor
b' teórico (m)	1.93
$n = \text{sqr}(f_c \text{ vig})/\text{sqr}(f_c \text{ losa})$	1.12
b'efec = b' teor / n (m)	1.726
Centroide Inf Yi (m)	1.11
Centroide Sup Ys (m)	0.72
Área Scomp Asc (m2)	0.9932
Inercia_xx Ix, m4	0.3967
Mód Sección Inf Si (m3)	0.3569
Mód Sección Sup Ss (m3)	0.5519

Cálculo Detallado de Cargas Muertas

Viga INTERIOR		
Solicitaciones por Peso Propio de la Viga . Sección Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Área Sección Simple.En Apoyos		1.155 m2
Carga Muerta W_DC Apoyos	1.155 x 2.4	2.772 t/m
Longitud de Aplicación	2 + 1	3 m
Área Sección Simple. En la Luz		0.6825 m2
Carga Muerta W_DC en la Luz	0.6825 x 2.4	1.638 t/m
Longitud de Aplicación	25.5 - 2 x 3	19.5 m
Solic. por PP. Losa,Riostra(s), Formaleta, Equipo, Personal. S. Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Promedio de Losa	0.18 + 0.02	0.2 m
Ancho Total de Losa		8 m
Carga de la Losa por Viga	8 x 0.2 x 2.4 / 4	0.96 t/m
Área del Diafragma Típico		1.965 m2
Carga Puntual de un Diafragma	1.965 x 0.25 x 2.4	1.179 t
Número de Diafragmas Interiores		1
Carga por Equipos y Personal		0.08 t/m2
Aferencia Viga		1.93 m
Carga Equipos y Pers por Viga	0.08 x 1.93	0.1544 t/m
Solicitaciones por Carpeta Asfáltica . Sección Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Carpeta Asfáltica		0.05 m
Ancho Losa (sin descuent Bord/NJ)		8 m
Carga Total Asfalto por Viga	0.05 x 8 x 2.2 / 4	0.22 t/m
Solicitaciones por Barandas, Bordillos, Barreras NJ. Secc. Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Carga de cada Baranda		0.15 t/m
Número de Barandas	0extizq+0extder+0intizq+0intder	0
Carga Barandas por Viga	0 x 0.15 / 4	0 t/m
Carga de Bordillo IZQ	0.35 x 0.25 x 2.4 / 4	0.052 t/m
Carga de Bordillo DER	0.35 x 0.25 x 2.4 / 4	0.052 t/m
Carga Bordillos por Viga		0.105 t/m
Area Barrera NJ Tipo		0.1974 m2
Carga de Barreras NJ	0.1974 x 2.4	0.474 t/m
Número de Barreras NJ	0 NJizq + 0 NJder + 0 int	0
Carga Barreras NJ por Viga	0.474 x 0 / 4	0 t/m

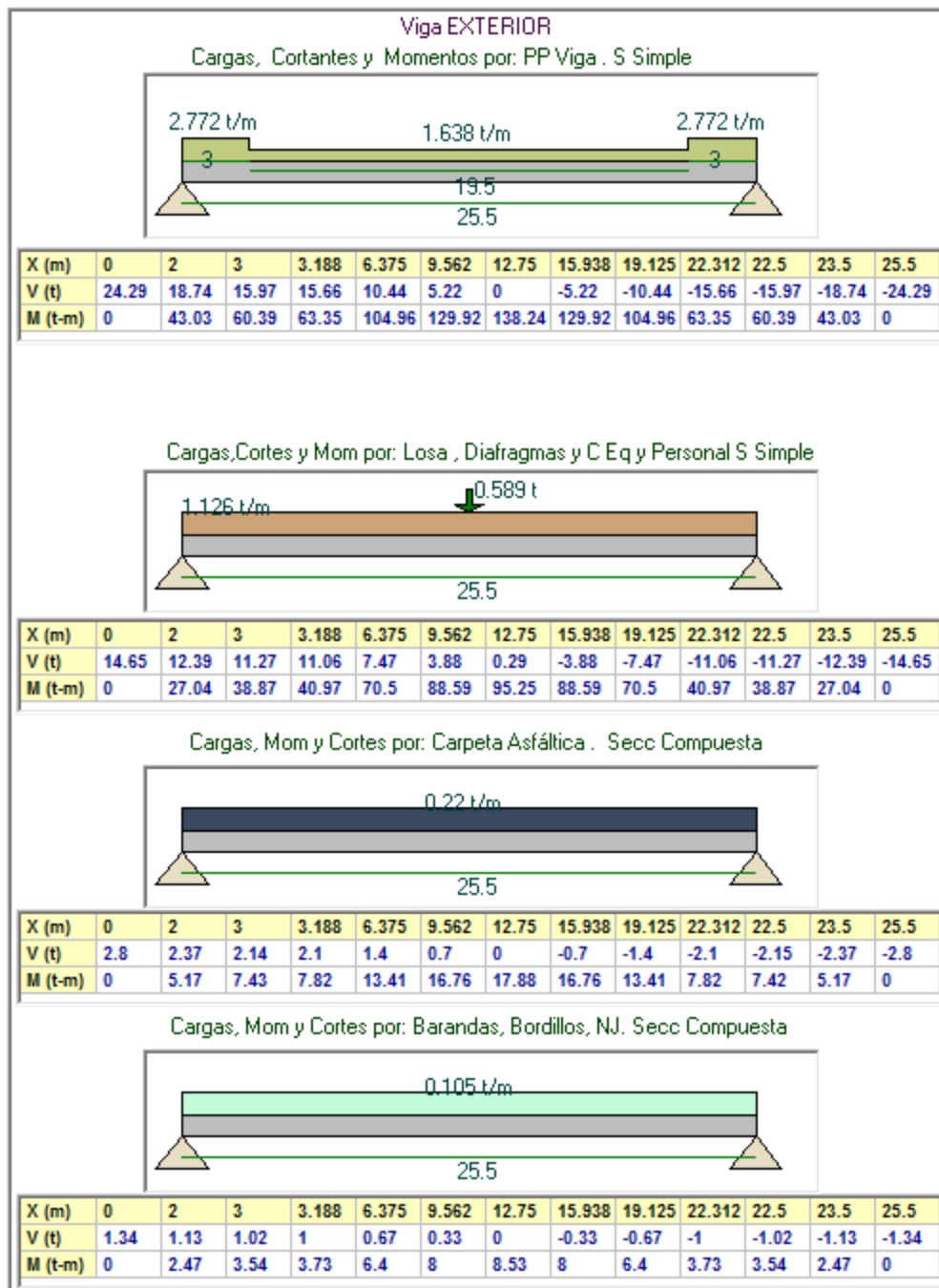
Cortantes y Momentos Internos



Cálculo Detallado de Cargas Muertas

Viga EXTERIOR		
Solicitaciones por Peso Propio de la Viga . Sección Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Área Sección Simple.En Apoyos		1.155 m2
Carga Muerta W_DC Apoyos	1.155 x 2.4	2.772 t/m
Longitud de Aplicación	2 + 1	3 m
Área Sección Simple. En la Luz		0.6825 m2
Carga Muerta W_DC en la Luz	0.6825 x 2.4	1.638 t/m
Longitud de Aplicación	25.5 - 2 x 3	19.5 m
Solic. por PP. Losa,Riostra(s), Formaleta, Equipo, Personal. S. Simple		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Promedio de Losa	0.18 + 0.02	0.2 m
Ancho Total de Losa		8 m
Carga de la Losa por Viga	8 x 0.2 x 2.4 / 4	0.96 t/m
Área del Diafragma Típico		1.965 m2
Carga Puntual de un Diafragma	1.965 x 0.25 x 2.4 / 2	0.589 t
Número de Diafragmas Interiores		1
Carga por Equipos y Personal		0.08 t/m2
Aferencia Viga	1.93 / 2 + 1.105	2.07 m
Carga Equipos y Pers por Viga	0.08 x 2.07	0.1656 t/m
Solicitaciones por Carpeta Asfáltica . Sección Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Espesor Carpeta Asfáltica		0.05 m
Ancho Losa (sin descuent Bord/NJ)		8 m
Carga Total Asfalto por Viga	0.05 x 8 x 2.2 / 4	0.22 t/m
Solicitaciones por Barandas, Bordillos, Barreras NJ. Secc. Compuesta		
Ítem	Detalle de Cálculo	Valor
Carga de cada Baranda		0.15 t/m
Número de Barandas	0extizq+0extder+0intizq+0intder	0
Carga Barandas por Viga	0 x 0.15 / 4	0 t/m
Carga de Bordillo IZQ	0.35 x 0.25 x 2.4 / 4	0.052 t/m
Carga de Bordillo DER	0.35 x 0.25 x 2.4 / 4	0.052 t/m
Carga Bordillos por Viga		0.105 t/m
Area Barrera NJ Tipo		0.1974 m2
Carga de Barreras NJ	0.1974 x 2.4	0.474 t/m
Número de Barreras NJ	0 NJizq + 0 NJder + 0 int	0
Carga Barreras NJ por Viga	0.474 x 0 / 4	0 t/m

Cortantes y Momentos Interiores



Cálculo de Momentos en Vigas por Carga Viva + Impacto

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. >= 4 vigas

1 carril cargado

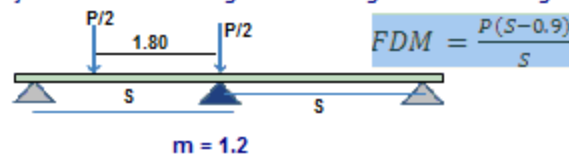
$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

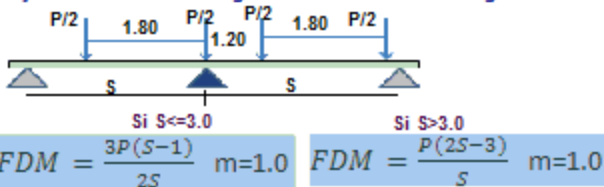
$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas

Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	1.93 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	25.5 m
Parámetro de Rigidez Longitudinal, Kg	0.882 m4
FDM directo (1 carr carg)	0.46
FDM directo (>=2 carriles carg)	0.633
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.6335

FD Momentos CV, FDM Vigas EXTERIORES

LEY DE LA PALANCA 1 carril carg >= 3 vigas

$$FDM_{viga_{ext}} (1carrilc) = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

$$g = \left(0.77 + \frac{d_e}{2800}\right) g_{int}; d_e = lvol_{ejes} - l_{bord}$$

LEY DE LA PALANCA 2 ó más carriles cargados . 3 vigas

Caso A . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 < Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{1.5P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 2.20)}{S} \quad m = 1.0$$

$$FDM = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

Caso B . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 \geq Lvol_{ejes} + S$

Chequeo de FDM

considerando

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}}{\sum x^2} \sum e$$

Art 4.6.2.2d

R: FDM NL: # Carriles

Carg Nb: # Vigas Xext:

Dist CG tablero a vigaext

x: Dist CG tablero a o/viga

e: exo carga a CG tablero

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	1.93 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	25.5 m
Fac Dist Mom, FDM LPalanc incluy m (1 carr carg)	0.954
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	1.105 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	1.165
Fact Distr FDMint, gint	0.633
Factor Distrib Mom, FDM (g) (2 carriles carg)	0.738
Fact Distr de Mom, (2 carr carg) por Ley Palanca	-
Fact Dist Mom,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.766
Fact Dist Mom,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.811
Fact Distr de Mom, FDM dominante	0.9544

MOMENTOS POR CAMIÓN, TÁNDEM, C. DE DISEÑO, COMBINADOS Y DOMINANTES POR CARRIL Y POR VIGA (t-m)

X (m)	0	2	3	3.188	6.375	9.562	12.75	15.938	19.125	22.312	22.5	23.5	25.5
Mom por Camión+Imp	0	77.48	110.59	116.37	194.57	237.52	248.04	237.52	194.57	116.37	110.59	77.48	0
Mom por Tándem+Imp	0	59.72	85.67	90.23	153.95	191.23	201.99	191.23	153.95	90.23	85.67	59.72	0
Mom Carril de Diseño	0	24.2	34.76	36.63	62.79	78.49	83.72	78.49	62.79	36.63	34.76	24.2	0
Mom Camión+Imp+Carril	0	101.69	145.36	153	257.36	316.01	331.76	316.01	257.36	153	145.36	101.69	0
Mom Tándem+Imp+Carril	0	83.92	120.43	126.86	216.74	269.72	285.71	269.72	216.74	126.86	120.43	83.92	0
Mom Domin CV+Imp por Vía	0	101.69	145.36	153	257.36	316.01	331.76	316.01	257.36	153	145.36	101.69	0
Mom CV+Imp por Viga INT	0	64.42	92.08	96.92	163.02	200.18	210.16	200.18	163.02	96.92	92.08	64.42	0
Mom CV+Imp por Viga EXT	0	97.05	138.73	146.02	245.62	301.6	316.64	301.6	245.62	146.02	138.73	97.05	0

RESUMEN VIGA CRÍTICA DE DISEÑO

RESUMEN VIGA CRÍTICA DE DISEÑO	
ÍTEM	VALOR
Mmáx CV+Imp Viga Interior	210.16 t-m
Mmáx CV+Imp Viga Exterior	316.64 t-m
Mmáx CV+Imp Dominante	316.64 t-m
Viga Crítica:	Viga EXTERIOR
Dimensiones C.L. Sección Simple	
Ancho Patín Superior bfs	0.7 m
Patín SUP: Esp. Top tfs1	0.2 m
Patín SUP: Esp. Bottom tfs2	0.2 m
Espesor del Alma, tw	0.25 m
Altura del Alma, Hw	0.85 m
Ancho Patín Inferior bfi	0.7 m
Patín INF: Esp. Top tfi1	0.2 m
Patín INF: Esp. Bottom tfi2	0.2 m
Ancho Efect b' (Secc Comp)	1.726 m
Espesor Losa (Secc Comp)	0.18 m
Altura Total Secc Simple	1.65 m
Altura Total Secc Comp	1.83 m
Prop. Mecánicas Secc Simple C.L.	
Centroide Inf Yi_ss	0.825 m
Centroide Sup Ys_ss	0.825 m
Área Ssimple A_ss	0.682 m2
Inercia_xx Ix_ss	0.2171 m4
Mód Sección Inf Si_ss	0.263 m3
Mód Sección Sup Ss_ss	0.263 m3
Prop. Mecánicas Secc Compuesta C.L.	
Centroide Inf Yi_sc	1.111 m
Centroide Sup Ys_sc	0.719 m
Área Ssimple A_sc	0.993 m2
Inercia_xx Ix_sc	0.3967 m4
Mód Sección Inf Si_sc	0.357 m3
Mód Sección Sup Ss_sc	0.552 m3

TODAS las Vigas se Diseñarán Iguales a la Crítica

Cálculo Preliminar de la Fuerza de Presfuerzo

Información Técnica de los Torones de Presfuerzo						Fuerza Res Lim de 1 Torón
Grado	1725 (250)					11.53 t
Designación del Torón	# 13					Área de 1 Torón
Dist Cable Equiv a fondo viga CL (m)	0.14					0.93 cm ²
Penetración de Cuña (fabricante) mm	6					
% Total de Pérd de Fza Presf (transf)	20					

Grado	Denom.	Diám, cm	Área, cm ²	Res.Rotura Mín, t	Res.Última, t	Res.Lím(desp.pérd), t
250	# 13	1.27	0.93	16.01	14.41	11.53
250	# 15	1.52	1.39	24.02	21.62	17.29
270	# 13	1.27	0.99	18.73	16.86	13.49
270	# 15	1.52	1.40	26.76	24.08	19.27

fpy= 0.9fpu Esf Lím (Est Serv) = 0.8fpy [desp pérdidas]

Solicitaciones de la Viga Crítica. C.L.

	ÍTEM	Descripción	Valor (t-m)
Sección Simple	M.DC_ppv	Mom por p.p viga	138.24
	M.DC_los.r.eqp	Mom por p.p losa+riostr+equip+person	95.25
		Mom E.Lím.Servicio Secc.Simple	233.49
Sección Compuesta	M.DW_asf	Mom por asfalto	17.88
	M.DC_barr	Mom por bordillos, barandas y NJ	8.53
	M.L+i	Mom por Camión de Diseño	316.64
		Mom E.Lím.Servicio Secc.Comp.	343.05

Esfuerzos en una Viga Postensada Simplemente Apoyada . Ecuación General

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} - \frac{PeY_{inf}}{I} + \frac{MY_{inf}}{I} \qquad \sigma_{sup} = -\frac{P}{A} + \frac{PeY_{sup}}{I} - \frac{MY_{sup}}{I}$$

Filosofía de Diseño: Igualar el Esf en la Fibra Inf al Máx Esf Adm por Norma (0.5sqr(Fc))

$$\sigma_{adm\ tracc(i)} = -\frac{P_{t=\infty}}{A_{SC.CL}} - \frac{P_{t=\infty}e}{S_i\ SC.CL} + \frac{M_{serv.SC}}{S_i\ SC.CL} + \frac{M_{serv.SS}}{S_i\ SS.CL}$$

A partir de la ecuación ant. se obtiene la Fuerza de Prefuerzo en Etapa de Servicio

$$P_{t=\infty} = \frac{\frac{M_{serv.SC}}{S_i\ SC.CL} + \frac{M_{serv.SS}}{S_i\ SS.CL} - \sigma_{adm\ tracc(i)}}{\frac{1}{A_{SC.CL}} + \frac{e}{S_i\ SC.CL}}$$

$$P_{t=0} = \frac{P_{t=\infty}}{1 - \frac{\%Pérd}{100}}$$

Cálculo Preliminar de la Fuerza de Presfuerzo .

CÁLCULO INICIAL DE LA FUERZA DE PRESFUERZO

CÁLCULO INICIAL DE LA FUERZA DE PRESFUERZO		
ÍTEM	Descripción	Valor
exc e	Excentricidad del cable resultante en el C.L.	0.971 m
Sigma tr adm	Esf Máx Admisible a Tracción en el concreto	295.8 t/m ²
P (t=infin)	Fuerza de Presfuerzo en etapa servicio en C.L.	416.53 t
P (t=0)	Fuerza de Presfuerzo durante transfer. en C.L.	520.66 t
NúmMín Tor	Número Requerido de Torones	46

Convención
+ Tensión
- Compresión

DISTRIBUCIÓN DE LOS CABLES Y TORONES

Número Total de Cables

Asistente para Llenar la Tabla

Aplicar Valores al Cable Cable #

Número de Torones en el Cable

Tensionamiento (1ero ó 2do)

Tabla de Cables y Torones		
Cable	Núm Torones	Tensionamiento
1	8	1er Tens.
2	8	1er Tens.
3	8	1er Tens.
4	11	2do Tens.
5	11	2do Tens.

Núm Total de Torones Colocados **46**

Núm Total de Torones Calculados **46**

Verificación: Tor Coloc = Tor Calc OK

Núm Torones Colocados 1er Tens. **24**

ESFUERZOS EN EL CONCRETO EN EL CENTRO DE LA LUZ

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pe}{S_{INFss}} + \frac{M_{ppvigSS}}{S_{INFss}}$$

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{S_{supss}} - \frac{M_{ppvigSS}}{S_{supss}}$$

Ítem	Detalle	Valor
P	Fuerza de Presf CL (transf) por Torones Colocados)	530.38 t
Exc Cable SS	Excentricidad del Cable Equivalente (S. Simple)	0.685 m
Esf Inf SS	Esfuerzo Actuante Inf en C.L. (Secc. Simple)	-1632.57 t/m ²
Esf Adm Compr	Esf.Máx.Admis.Compres. en el concreto (S Simp)	-1680 t/m ²
Chequeo	Esf.Act vs Esf.Adm. Analiza si se debe Fraccionar el Tens	1632.57 <= 1680 OK!. No Req Fr

Se Continúa el Cálculo con los Torones COLOCADOS

Definición Posición Ductos en Anclaje y C.L. 1er y 2do Tensionamientos. Trazado de los Cables (1er Tens)

Posición Ductos Zona Anclaje.1er Tensionamiento

Corte de la Sección Simple en Zona Anclaje

Asistente para Llenar la Tabla Ductos en...

Brazo fondo viga a eje ducto (m) **0.9**

Aplicar Valor al Ducto No. **1**

Ductos en Zona de Anclaje

Ducto	Brazo Y Ducto (m)
1	1.1
2	0.9
3	0.7

Diámetro Mínimo de un Ducto (Art 5.4.6.2)

$$\phi_{min,ducto} = \sqrt{4A_{torones} * 2.5/\pi}$$

Definir TODOS los Ductos para Continuar

Recubrim Lateral Libre Ducto (cm) **4**

Igual Diámetro en todos los Ductos **Sí**

Posición de los Ductos en el C. L.

Tabla Ubicación de los Ductos en C.L.

Ducto	Brazo X (m)	Brazo Y (m)	Diámetro Mín (m)
1	0.07	0.14	0.06
2	0.21	0.14	0.06
3	0.35	0.14	0.06
4	0.49	0.14	0.06
5	0.63	0.14	0.06

Corte de la Sección Simple en C.L.

Ecuaciones para determinar el Trazado de los Cables : 1er. Tensionamiento

Ecuación de la Parábola

$$f = Brazo_{cable\ en\ apoyo} - Dist_{cableq - fondo\ viga}$$

$$h = Y_{infSS} - e$$

$$e_{apoyo} = Y_{infSS} - Brazo_{cable\ en\ apoyo}$$

$$Y = e = \frac{4f}{L^2} (Lx - x^2) + e_{apoyo}$$

Gráfica del Trazado Longitudinal de los Cables de Presfuerzo. 1er Tensionamiento

Ordenadas h de los Cables de Presfuerzo. Primer Tensionamiento

X (m)	0	2	3	3.188	6.375	9.562	12.75	15.938	19.125	22.312	22.5	23.5	25.5
h cable(1)	1.1	0.822	0.701	0.68	0.38	0.2	0.14	0.2	0.38	0.68	0.701	0.822	1.1
h cable(2)	0.9	0.68	0.584	0.568	0.33	0.188	0.14	0.188	0.33	0.568	0.584	0.68	0.9
h cable(3)	0.7	0.538	0.467	0.455	0.28	0.175	0.14	0.175	0.28	0.455	0.467	0.538	0.7

Propiedades Sección Neta . Esfuerzos en C.L. (Transferencia)

Propiedades Sección Neta de Concreto, en la Transferencia	Esfuerzos en el C.L. durante la Transferencia																																																				
$A_N = A_g - A_{duct} \qquad Y_i = \frac{A_g Y_g - A_{duct} Y_g}{A_N}$ $I_N = I_g + A_g (Y_i - Y_g)^2 - A_{duct} (Y_i - Y_{duct})^2$ $S_s = \frac{I_N}{Hviga - Y_i} \qquad S_i = \frac{I_N}{Y_i}$ <p style="text-align: center;">PROPIEDADES SECCIONES BRUTA Y NETA</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>ÍTEM</th> <th>VALOR</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Prop. Mecán. Secc Simple C.L. BRUTA</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Centroide Inf Y_{i_ss} (br)</td> <td>0.825 m</td> </tr> <tr> <td>Centroide Sup Y_{s_ss} (br)</td> <td>0.825 m</td> </tr> <tr> <td>Área Ssimple A_{ss} (br)</td> <td>0.682 m²</td> </tr> <tr> <td>Inercia_xx I_{x_ss}(br)</td> <td>0.2171 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Inf S_{i_ss}(br)</td> <td>0.263 m³</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Sup S_{s_ss}(br)</td> <td>0.263 m³</td> </tr> <tr> <td>Prop. Mecán. Secc Simple C.L. NETA</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Centroide Inf Y_{i_ss} (neta)</td> <td>0.839 m</td> </tr> <tr> <td>Centroide Sup Y_{s_ss} (neta)</td> <td>0.811 m</td> </tr> <tr> <td>Área Ssimple A_{ss} (neta)</td> <td>0.668 m²</td> </tr> <tr> <td>Inercia_xx I_{x_ss} (neta)</td> <td>0.2103 m⁴</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Inf S_{i_ss} (neta)</td> <td>0.25 m³</td> </tr> <tr> <td>Mód Sección Sup S_{s_ss} (neta)</td> <td>0.259 m³</td> </tr> </tbody> </table>	ÍTEM	VALOR	Prop. Mecán. Secc Simple C.L. BRUTA		Centroide Inf Y_{i_ss} (br)	0.825 m	Centroide Sup Y_{s_ss} (br)	0.825 m	Área Ssimple A_{ss} (br)	0.682 m ²	Inercia_xx I_{x_ss} (br)	0.2171 m ⁴	Mód Sección Inf S_{i_ss} (br)	0.263 m ³	Mód Sección Sup S_{s_ss} (br)	0.263 m ³	Prop. Mecán. Secc Simple C.L. NETA		Centroide Inf Y_{i_ss} (neta)	0.839 m	Centroide Sup Y_{s_ss} (neta)	0.811 m	Área Ssimple A_{ss} (neta)	0.668 m ²	Inercia_xx I_{x_ss} (neta)	0.2103 m ⁴	Mód Sección Inf S_{i_ss} (neta)	0.25 m ³	Mód Sección Sup S_{s_ss} (neta)	0.259 m ³	<p style="text-align: center;">ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL CONCRETO</p> <p>A Compresión (Art 5.9.4.1.1) $\sigma_{adm} = -0.60 f'_{ci} = -0.60 * 0.8 f'_c$</p> <p>A Tensión (Art 5.9.4.1.2-1) Convención Tensión Compresión</p> $\sigma_{inf.net} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.net}} - \frac{P_{1tens}e}{S_{INFss.net}} + \frac{M_{ppvigSS}}{S_{INFss.net}}$ $\sigma_{sup.net} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.net}} + \frac{P_{1tens}e}{S_{SUPss.net}} - \frac{M_{ppvigSS}}{S_{SUPss.net}}$ $\sigma_{inf.bru} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.bru}} - \frac{P_{1tens}e}{S_{INFss.bru}} + \frac{M_{ppvigSS}}{S_{INFss.bru}}$ $\sigma_{sup.bru} = -\frac{P_{1tens}}{A_{ss.bru}} + \frac{P_{1tens}e}{S_{SUPss.bru}} - \frac{M_{ppvigSS}}{S_{SUPss.bru}}$ <div style="text-align: center;"> <table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>Esf Adm a Compresión</td> <td style="background-color: #cccccc;">1680 t/m²</td> </tr> <tr> <td>Esf Adm a Tensión</td> <td style="background-color: #cccccc;">0 t/m²</td> </tr> </table> </div> <p style="text-align: center;">ESFUERZOS EN EL CONCRETO. C.L. SECCION NETA</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>ÍTEM</th> <th>Valor</th> <th>Verificación</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Esf Fibra Inf</td> <td>-618.87 t/m²</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">618.87 <= 1680 OK</td> </tr> <tr> <td>Esf Fibra Sup</td> <td>-216.25 t/m²</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">216.25 <= 1680 OK</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;">ESFUERZOS EN EL CONCRETO. C.L. SECCION BRUTA</p> <table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>ÍTEM</th> <th>Valor</th> <th>Verificación</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Esf Fibra Inf</td> <td>-600.48 t/m²</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">600.48 <= 1680 OK</td> </tr> <tr> <td>Esf Fibra Sup</td> <td>-207.67 t/m²</td> <td style="background-color: #e0ffe0;">207.67 <= 1680 OK</td> </tr> </tbody> </table>	Esf Adm a Compresión	1680 t/m ²	Esf Adm a Tensión	0 t/m ²	ÍTEM	Valor	Verificación	Esf Fibra Inf	-618.87 t/m ²	618.87 <= 1680 OK	Esf Fibra Sup	-216.25 t/m ²	216.25 <= 1680 OK	ÍTEM	Valor	Verificación	Esf Fibra Inf	-600.48 t/m ²	600.48 <= 1680 OK	Esf Fibra Sup	-207.67 t/m ²	207.67 <= 1680 OK
ÍTEM	VALOR																																																				
Prop. Mecán. Secc Simple C.L. BRUTA																																																					
Centroide Inf Y_{i_ss} (br)	0.825 m																																																				
Centroide Sup Y_{s_ss} (br)	0.825 m																																																				
Área Ssimple A_{ss} (br)	0.682 m ²																																																				
Inercia_xx I_{x_ss} (br)	0.2171 m ⁴																																																				
Mód Sección Inf S_{i_ss} (br)	0.263 m ³																																																				
Mód Sección Sup S_{s_ss} (br)	0.263 m ³																																																				
Prop. Mecán. Secc Simple C.L. NETA																																																					
Centroide Inf Y_{i_ss} (neta)	0.839 m																																																				
Centroide Sup Y_{s_ss} (neta)	0.811 m																																																				
Área Ssimple A_{ss} (neta)	0.668 m ²																																																				
Inercia_xx I_{x_ss} (neta)	0.2103 m ⁴																																																				
Mód Sección Inf S_{i_ss} (neta)	0.25 m ³																																																				
Mód Sección Sup S_{s_ss} (neta)	0.259 m ³																																																				
Esf Adm a Compresión	1680 t/m ²																																																				
Esf Adm a Tensión	0 t/m ²																																																				
ÍTEM	Valor	Verificación																																																			
Esf Fibra Inf	-618.87 t/m ²	618.87 <= 1680 OK																																																			
Esf Fibra Sup	-216.25 t/m ²	216.25 <= 1680 OK																																																			
ÍTEM	Valor	Verificación																																																			
Esf Fibra Inf	-600.48 t/m ²	600.48 <= 1680 OK																																																			
Esf Fibra Sup	-207.67 t/m ²	207.67 <= 1680 OK																																																			

Pérdidas por Fricción y Curvatura

Pérdidas por Fricción y Curvatura Involuntaria del Cable

$$P_A = P_x e^{-(\mu\alpha + Kx)}$$

$\mu = 0.25$ $\alpha = 0.00066$ Pérd por Curv Involunt = $KX = 0.00066X$

P_A = Fuerza de Presfuerzo en el anclaje

P_x = Fuerza en la sección a una dist X del anclaje

CÁLCULO DE LOS ÁNGULOS DE SALIDA DE LOS CABLES

$$Y = \frac{4f}{L^2} (Lx - x^2) \quad Y' = \tan \alpha \approx \alpha$$

$$Y' = \alpha = \frac{4f}{L^2} (L - 2x)$$

Variac. Ang. de la Pendiente de Cable i en secc a x del apoyo

$$\mu\Delta\alpha_{i,x} = \mu\alpha_{i,x=0} - \mu\alpha_{i,x}$$

Ángulo de Salida, Variación Angular, Curvatura Involuntaria de cada Cable

Cable	4f/L ²	Áng Cable (Rads)	Áng Cable (Grados)	Variac Ang 0 -> x	Curv.Involunt
1	0.00591	0.15059	8.6	0.00295X	0.00066X
2	0.00468	0.11922	6.8	0.00234X	0.00066X
3	0.00344	0.08784	5	0.00172X	0.00066X

Esfuerzos en el Concreto (Transferencia) . 1er Tensionamiento

Esfuerzos Admisibles en el Concreto													
A Compresión (Art 5.9.4.1.1)						A Tensión (Art 5.9.4.2.2-1)						Esf Adm a Compresión	
$\sigma_{adm} = -0.60f'_{ci} = -0.60 * 0.8f'_c$						$\sigma_{adm} = 0$						1680 t/m2	
Convención		Tensión		Compresión		Para la Tabla $kk = \mu\Delta\alpha + KX$						Esf Adm a Tensión	
												0	
Estado de Esfuerzos en el Concreto durante la Transferencia de Fuerza de Presf . 1er Tens													
X (m)	0	2	3	3.188	6.375	9.562	12.75	15.938	19.125	22.312	22.5	23.5	25.5
kk (1)	0	0.0072	0.0108	0.0115	0.0230	0.0345	0.0460	0.0575	0.0690	0.0806	0.0812	0.0849	0.0921
kk (2)	0	0.006	0.0089	0.0095	0.0191	0.0286	0.0382	0.0477	0.0573	0.0668	0.0674	0.0704	0.0764
kk (3)	0	0.0047	0.0071	0.0075	0.0151	0.0227	0.0303	0.0379	0.0455	0.0531	0.0536	0.0559	0.0607
P (1)(t)	96.59	95.89	95.55	95.48	94.39	93.31	92.24	91.18	90.14	89.11	89.05	88.73	88.09
P (2)(t)	95.83	95.26	94.98	94.92	94.02	93.13	92.24	91.36	90.49	89.63	89.58	89.32	88.78
P (3)(t)	95.08	94.63	94.41	94.37	93.65	92.94	92.24	91.54	90.85	90.16	90.12	89.91	89.48
e (1)(m)	-0.28	0	0.12	0.14	0.44	0.62	0.68	0.62	0.44	0.14	0.12	0	-0.28
e (2)(m)	-0.08	0.14	0.24	0.26	0.49	0.64	0.68	0.64	0.49	0.26	0.24	0.14	-0.08
e (3)(m)	0.12	0.29	0.36	0.37	0.54	0.65	0.68	0.65	0.54	0.37	0.36	0.29	0.12
Suma P(t)	287.51	285.79	284.93	284.77	282.06	279.38	276.72	274.09	271.48	268.9	268.75	267.95	266.35
Suma Pe tm	-21.86	41.18	68.41	73.2	139.58	178.1	189.55	174.74	134.42	69.36	64.78	38.95	-19.7
Área(m2)	1.15	1.15	1.15	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	1.15	1.15	1.15
Sinf(m3)	0.3176	0.3176	0.3176	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.3176	0.3176	0.3176
Ssup(m3)	0.3176	0.3176	0.3176	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.3176	0.3176	0.3176
MDC(t-m)	0	43.03	60.39	63.35	104.96	129.92	138.24	129.92	104.96	63.35	60.39	43.03	0
EsfInf t/m2	-180	-242	-272	-455	-545	-592	-600	-572	-510	-417	-247	-219	-169
EsfSup t/m2	-318	-253	-221	-380	-282	-226	-210	-231	-286	-371	-219	-245	-293
EsfAdm t/m2	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680	1680
Chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

Pérdidas por Acortamiento Elástico

Pérdidas por Acortamiento Elástico (ES) . Primer Tensionamiento Art 5.9.5.2.3

Pérdidas por Acortamiento Elástico

Art 5.9.5.2.3.a-1

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} \Delta f_{cgp}$$

$$E_{ci} = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

$$\Delta P_{ES} = A_{sp} \Delta f_{pES}$$

Delta fpES = Pérdida de Esfuerzo en CADA cable (1er Tens) por Acortam Elástico

Delta PES = Pérdida de Fuerza en CADA cable (1er Tens) por Acortam Elástico

N = Número Total de Torones Idénticos, 1er Tensionam.

Eci = Módulo Elástico del Concreto

Ep = Módulo Elástico del Acero de Prefuerzo

Delta fcgp = Suma Esfzos en el Concreto (CL) en C.G. Torones por Tensionam + P.Pviga

Pérdida por Acortamiento Elástico

ÍTEM	VALOR
Mód Elást Eci	2509800.6 t/m2
Mód Elást Ep	19700000 t/m2
Núm Tor N	24
Esfzo CL fcgp	567.384 t/m2
Pérd Esf.DeltafpES	2134 t/m2
Pérd Fza.DeltafpES	1.6 t / cable

Pérdidas por Corrimiento del Anclaje (Cuña)

Pérdidas por Corrimiento del Anclaje

Pérdidas por Corrimiento del Anclaje

$$W = \sqrt{\frac{\Delta L_c E_{ps} A_{ps}}{\Delta_p}}$$

$$\Delta_p = 2\Delta_p W$$

$$\Delta_p = \frac{P_o - P_L}{L}$$

$$\Delta L_c = \text{Penetr Cuña}$$

W = Distancia a la que el efecto de penetración de cuña se vuelve cero

Eps = Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo

Aps = Área del Acero de Presfuerzo

Eci = Módulo Elástico del Concreto

Po = Fuerza de Presfuerzo en el Anclaje Activo

PL = Fuerza de Presfuerzo en el otro extremo de la Viga (No activo)

L = Longitud de la Viga Postensada

Pérdidas por Penetración de Cuña para cada Cable. 1er Tensionamiento

Cable	Fza P(A)(t)	Fza P(P)(t)	L.Viga (m)	Aps(m2)	Penetrac.Cuña(m)	Delta p (tm)	Long.W (m)	Delta P(t)
1	96.59	88.09	25.5	0.00074	0.006	0.333	16.24	10.83
2	95.83	88.78	25.5	0.00074	0.006	0.277	17.83	9.86
3	95.08	89.48	25.5	0.00074	0.006	0.22	20	8.79

Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

F.E.
Hoja:1

Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

Tabla de Fuerzas Efectivas en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas (t)

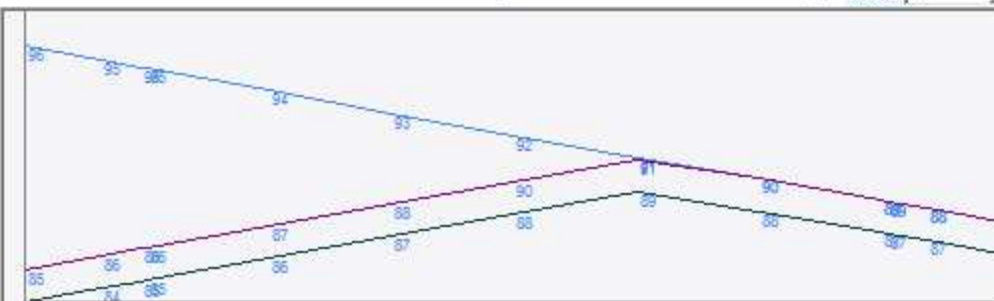
X (m)	0	2	3	3.188	6.375	9.562	12.75	15.938	19.125	22.312	22.5	23.5	25.5
F.A.Cable(1)	96.6	95.9	95.5	95.5	94.4	93.3	92.2	91.2	90.1	89.1	89	88.7	88.1
F.B.Cable(1)	85.8	86.4	86.8	86.8	87.9	88.9	90	91.1	90.1	89.1	89	88.7	88.1
F.C.Cable(1)	84.2	84.8	85.2	85.2	86.3	87.4	88.4	89.5	88.6	87.5	87.5	87.1	86.5
F.A.Cable(2)	95.8	95.3	95	94.9	94	93.1	92.2	91.4	90.5	89.6	89.6	89.3	88.8
F.B.Cable(2)	86	86.5	86.8	86.9	87.7	88.6	89.5	90.4	90.5	89.6	89.6	89.3	88.8
F.C.Cable(2)	84.4	84.9	85.2	85.3	86.1	87	87.9	88.8	88.9	88	88	87.7	87.2
F.A.Cable(3)	95.1	94.6	94.4	94.4	93.7	92.9	92.2	91.5	90.8	90.2	90.1	89.9	89.5
F.B.Cable(3)	86.3	86.7	87	87	87.7	88.4	89.1	89.8	90.5	90.2	90.1	89.9	89.5
F.C.Cable(3)	84.7	85.1	85.4	85.4	86.1	86.8	87.5	88.2	88.9	88.6	88.5	88.3	87.9

F.A.Cable(i) = Fuerza en el Cable (i) después de Pérdidas por Fricción y Curvatura Involuntaria

F.B.Cable(i) = Fuerza en el Cable (i) después de Pérdidas por Corrimiento del Anclaje (Cuña) (Acum)

F.C.Cable(i) = Fuerza en el Cable (i) después de Pérdidas por Acortamiento Elástico (Acum)

1er Tensionam: Fuerzas Efect en el Cable después de Pérdidas Instantán. (t) Cable 1



Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

F.E.
Hoja:1

Esfuerzos en el Concreto Transferencia . 1er Tens

Esfuerzos Admisibles en el Concreto														
A Compresión (Art 5.9.4.2.1-1) $\sigma_{adm} = -0.45f'_c$								A Tensión (Art 5.9.4.2.2-1) $\sigma_{adm} = 0$	Esf Adm a Compresión		1575 t/m2			
Convención + Tensión - Compresión											Esf Adm a Tensión		0	
Estado de Esfuerzos en el Concreto durante la Transferencia de Fuerza de Presf. 1er Tens														
X (m)	0	2	3	3.188	6.375	9.562	12.75	15.938	19.125	22.312	22.5	23.5	25.5	
P (1)(t)	84.17	84.84	85.17	85.23	86.3	87.36	88.42	89.48	88.55	87.52	87.46	87.14	86.5	
P (2)(t)	84.38	84.94	85.21	85.26	86.15	87.03	87.91	88.79	88.91	88.05	88	87.73	87.19	
P (3)(t)	84.7	85.14	85.36	85.4	86.11	86.81	87.51	88.21	88.91	88.57	88.53	88.32	87.89	
e (1)(m)	-0.28	0	0.12	0.14	0.44	0.62	0.68	0.62	0.44	0.14	0.12	0	-0.28	
e (2)(m)	-0.08	0.14	0.24	0.26	0.49	0.64	0.68	0.64	0.49	0.26	0.24	0.14	-0.08	
e (3)(m)	0.12	0.29	0.36	0.37	0.54	0.65	0.68	0.65	0.54	0.37	0.36	0.29	0.12	
Suma P(t)	253.26	254.92	255.75	255.9	258.55	261.19	263.84	266.48	266.37	264.14	263.99	263.19	261.59	
Suma Pe tm	-18.89	36.94	61.55	65.91	127.97	166.5	180.73	169.87	131.87	68.13	63.63	38.26	-19.34	
Área(m2)	1.15	1.15	1.15	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	1.15	1.15	1.15	
Sinf(m3)	0.3176	0.3176	0.3176	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.3176	0.3176	0.3176	
Ssup(m3)	0.3176	0.3176	0.3176	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.3176	0.3176	0.3176	
MDC(t-m)	0	70.4	99.76	104.86	176.65	220.48	236.34	220.48	176.65	104.86	99.76	70.4	0	
EsfInf t/m2	-160	-115	-101	-227	-194	-178	-175	-198	-220	-247	-115	-127	-166	
EsfSup t/m2	-279	-326	-342	-523	-564	-588	-598	-583	-560	-527	-342	-329	-287	
EsfAdm t/m2	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	1575	
Chequeo	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Posición Ductos Zona Anclaje . 2do T

Posición Ductos Zona Anclaje. 2do Tensionamiento

Brazo Cable (nCab1t + 1)
2 m

Brazo Cable (nCab1t + i)
3 m

Se ubican los cables en el inicio y final (si se requiere un 2do cable) de la región variable de la zona de anclaje.

Ductos en Zona de Anclaje	
Ducto	Brazo X Ducto (m)
4	2
5	3

Si se requieren más de dos cables en 2do tensionamiento, es más eficiente mejorar la sección (vigas y/o tablero) y/o el aumentar el f'c del concreto

nCab1t = Núm Cables del 1er Tens.

Diámetro Mínimo de un Ducto (Art 5.4.6.2) $\phi_{\text{mín. ducto}} = \sqrt{4A_{\text{torones}} * 2.5/\pi}$

Ecuaciones para determinar el Trazado de los Cables : 1er. Tensionamiento

Ecuación de la Parábola

$$f = \text{Brazo}_{\text{cable en apoyo}} - \text{Dist}_{\text{cable q}} - \text{fondo viga}$$

$$h = Y_{\text{infSC}} - e$$

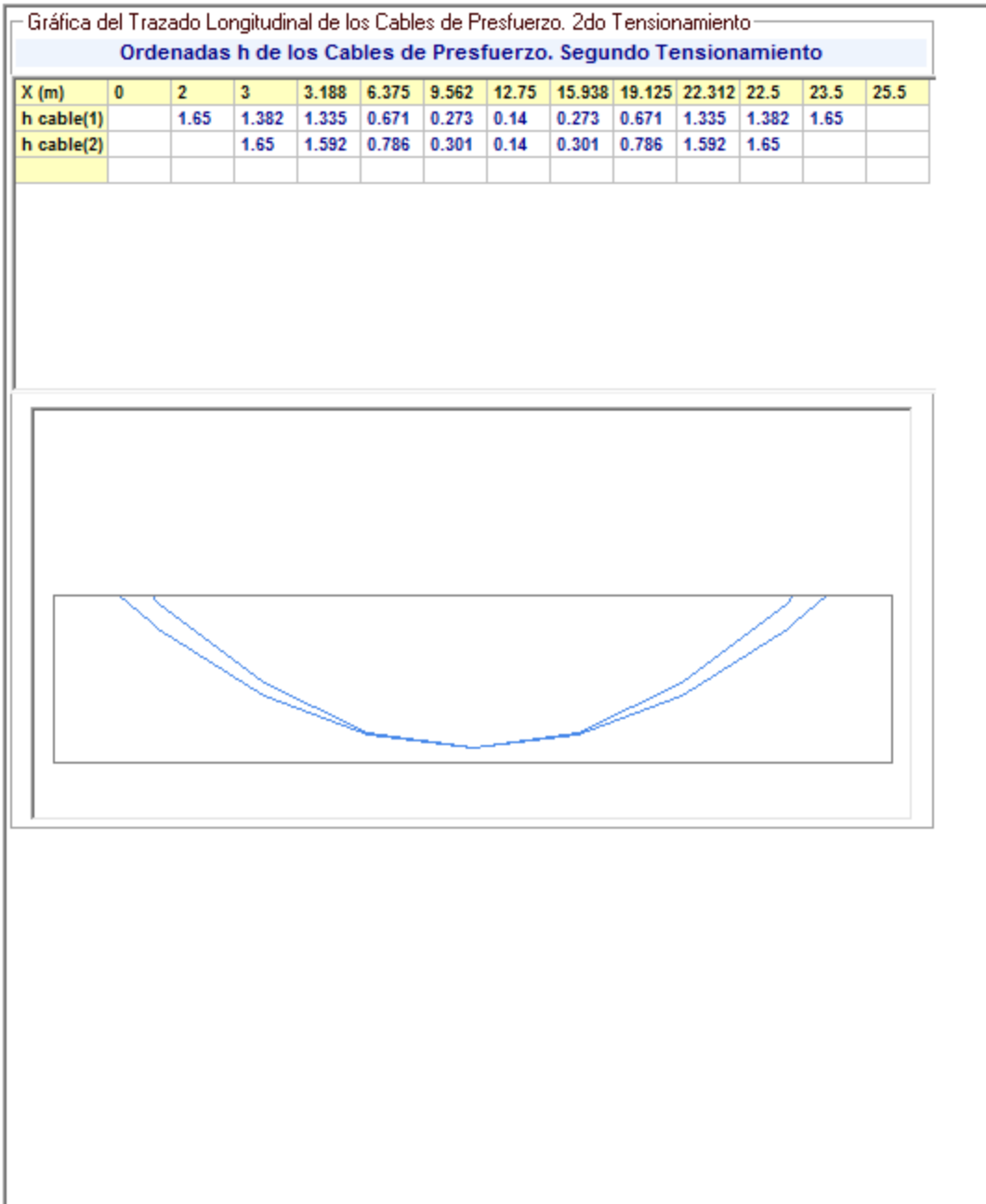
$$e_{\text{apoyo}} = Y_{\text{infSC}} - \text{Brazo}_{\text{vertcable}}$$

$$Y = e = \frac{4f}{L^2} (Lx - x^2) + e_{\text{apoyo}}$$

Posición de los Cables del 2do Tensionamiento

Mom
Hoja:2

Ordenadas h de los Cables de Presfuerzo. 2do T



Ángulo de Salida, Variación Angular, Curvatura de cada Cable

$$P_A = P_x e^{-(\mu\alpha + Kx)}$$

$$\mu = 0.25 \quad \alpha = 0.00066 \quad \text{Pérd por Curv Involunt} = KX = 0.00066X$$

P_A = Fuerza de Presfuerzo en el anclaje

P_x = Fuerza en la sección a una dist X del anclaje

CÁLCULO DE LOS ÁNGULOS DE SALIDA DE LOS CABLES

$$Y = e = \frac{4f}{L^2} (L(x - \text{braz. hor. cable}) - (x - \text{braz. hor. cabl})^2) + e_{ap}$$

$$Y' = \tan \alpha \approx \alpha$$

$$Y' = \alpha = \frac{4f}{L^2} (L - 2(x - \text{braz. hor. cable}))$$

Variac. Ang. de la Pendiente de Cable i en secc a x del apoyo

$$\mu\Delta\alpha_{i,x} = \mu\alpha_{i,x=0} - \mu\alpha_{i,x}$$

Ángulo de Salida, Variación Angular, Curvatura Involuntaria de cada Cable

Cable	4f/L^2	Áng(Rads)	Áng(Grados)	Variac Ang 0 -> x	Curv.Involunt
1	0.01307	0.28093	16.1	0.006533X - 0.013067	0.00066(X-2)
2	0.01588	0.30974	17.7	0.007942X - 0.023826	0.00066(X-3)

Pérdidas por Penetración de Cuña . 2do Tensionamiento

Fuerzas Efectivas de Presfuerzo durante la Transferencia . 2do Tensionamiento

X (m)	0	2	3	3.188	6.375	9.562	12.75	15.938	19.125	22.312	22.5	23.5	25.5
kk (4)		0	0.0071	0.0085	0.0314	0.0544	0.0773	0.1002	0.1231	0.1461	0.1474	0.1546	
kk (5)			0	0.0016	0.0290	0.0564	0.0838	0.1112	0.1387	0.1661	0.1677		
P (4)(t)		117.24	118.08	118.24	120.99	123.79	126.66	129.6	132.61	135.68	135.87	136.85	
P (5)(t)			116.4	116.58	119.82	123.16	126.58	130.1	133.71	137.43	137.65		

Para la Tabla
 $kk = \mu\Delta\alpha + KX$

$$W = \sqrt{\frac{\Delta L_c E_{ps} A_{ps}}{\Delta_p}} \quad \Delta_p = 2\Delta_p W \quad \Delta_p = \frac{P_O - P_L}{L} \quad \Delta L_c = \text{Penetr Cuña}$$

- W = Distancia a la que el efecto de penetración de cuña se vuelve cero
- Eps = Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo
- Aps = Área del Acero de Presfuerzo
- Eci = Módulo Elástico del Concreto
- Po = Fuerza de Presfuerzo en el Anclaje Activo
- PL = Fuerza de Presfuerzo en el otro extremo de la Viga (No activo)
- L = Longitud de la Viga Postensada

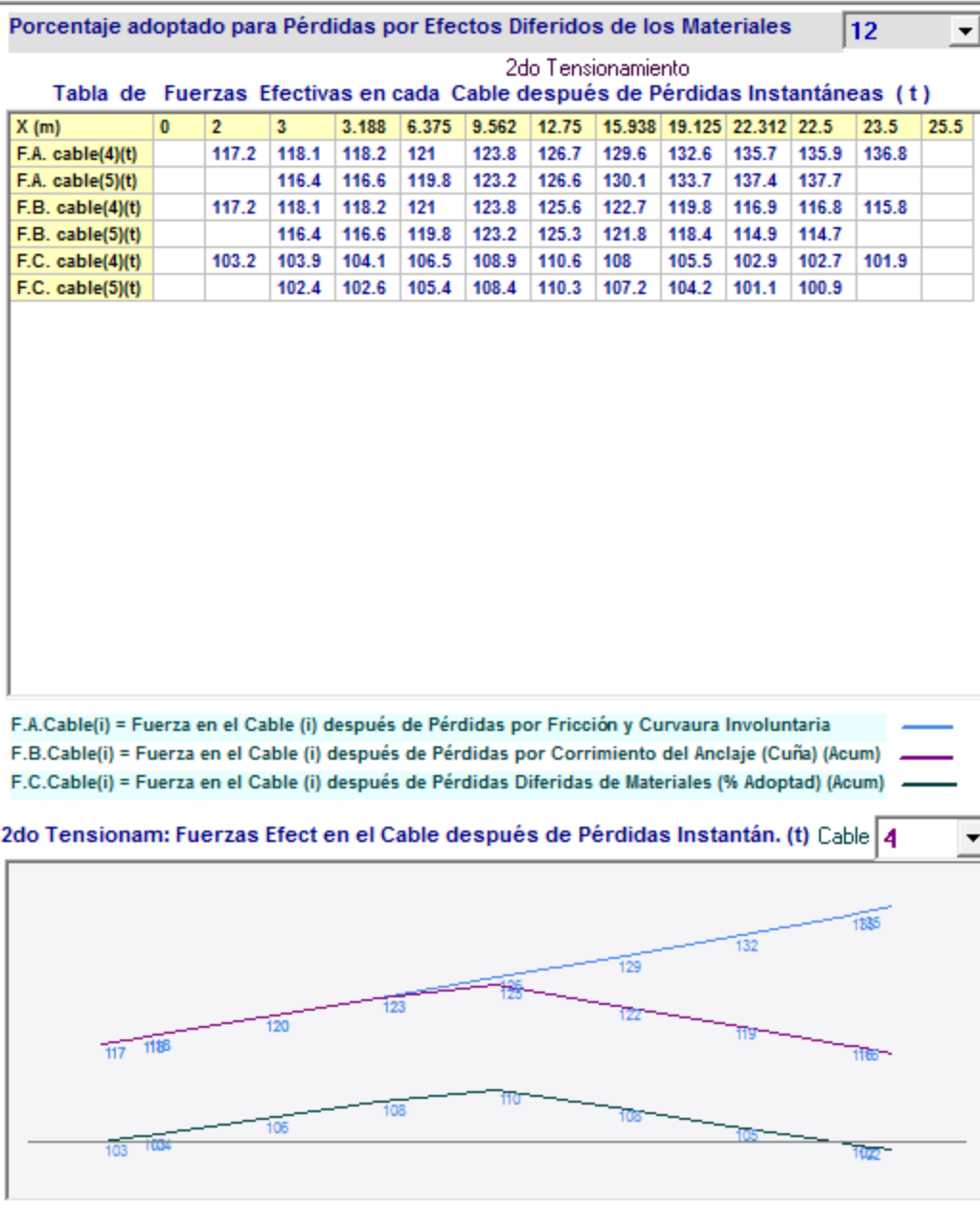
Pérdidas por Penetración de Cuña . 2do Tensionamiento

Cable	Fza P(A)(t)	Fza P(P)(t)	Long L (m)	Aps(m2)	Penetrac.Cuña(m)	Delta p (tm)	Long.W (m)	Delta P(t)
1	136.85	117.24	21.5	0.00102	0.006	0.912	11.51	21
2	137.65	116.4	19.5	0.00102	0.006	1.09	10.53	22.96

Fuerza Efectiva en cada Cable después de Pérdidas Instantáneas

F.E.
Hoja:1

Fuerzas Efectivas después de Pérdidas Instantáneas. Fuerzas y Gráficos



Esfuerzos en el Concreto en Estado de Servicio

Esfuerzos Concreto Etapa de Servicio después de Todas la Pérdidas. 1er y 2do Tens

Esfuerzos Admisibles en el Concreto															
A Compresión (Art 5.9.4.2.1-1)							A Tensión (Art 5.9.4.2.2-1)						Esf Adm a Compresión		
$\sigma_{adm} = -0.60\phi_w f'_c$									$\sigma_{adm} = 0.5\sqrt{f'_c}$						2100 t/m2
Convención	+	Tensión							-Compresión						Esf Adm a Tensión
												295.8 t/m2			
Esfuerzos en el Concreto en Etapa de Servicio después de Todas la Pérdidas. 1er y 2do Tens															
X (m)	0	2	3	3.188	6.375	9.562	12.75	15.938	19.125	22.312	22.5	23.5	25.5		
Fza P (1)(t)	74.07	74.66	74.95	75.01	75.94	76.88	77.81	78.75	77.93	77.02	76.96	76.68	76.12		
Fza P (2)(t)	74.26	74.74	74.99	75.03	75.81	76.58	77.36	78.14	78.24	77.48	77.44	77.2	76.73		
Fza P (3)(t)	74.54	74.93	75.12	75.16	75.77	76.39	77.01	77.62	78.24	77.95	77.91	77.72	77.35		
exc e (1)(m)	-0.28	0	0.12	0.14	0.44	0.62	0.68	0.62	0.44	0.14	0.12	0	-0.28		
exc e (2)(m)	-0.08	0.14	0.24	0.26	0.49	0.64	0.68	0.64	0.49	0.26	0.24	0.14	-0.08		
exc e (3)(m)	0.12	0.29	0.36	0.37	0.54	0.65	0.68	0.65	0.54	0.37	0.36	0.29	0.12		
Suma P(t)	222.87	224.33	225.06	225.19	227.52	229.85	232.18	234.5	234.4	232.44	232.31	231.6	230.2		
Suma Pe (t m)	-16.62	32.51	54.16	58	112.62	146.52	159.04	149.48	116.04	59.96	56	33.67	-17.02		
Área(m2)	1.15	1.15	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	1.15	1.15		
Sinf(m3)	0.3176	0.3176	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.3176	0.3176		
Ssup(m3)	0.3176	0.3176	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.2631	0.3176	0.3176		
M DC(t-m)	0	70.4	99.76	104.86	176.65	220.48	236.34	220.48	176.65	104.86	99.76	70.4	0		
EsfInf t/m2	-141	-75	-156	-152	-90	-56	-46	-74	-113	-170	-174	-85	-146		
EsfSup t/m2	-245	-314	-503	-508	-577	-618	-634	-613	-574	-511	-507	-316	-253		
MbordNJ t-m	0	2.47	3.54	3.73	6.4	8	8.53	8	6.4	3.73	3.54	2.47	0		
MDW.rod t-m	0	5.17	7.43	7.82	13.41	16.76	17.88	16.76	13.41	7.82	7.42	5.17	0		
M(LL+IMP) t-m	0	97.05	138.73	146.02	245.62	301.6	316.64	301.6	245.62	146.02	138.73	97.05	0		
Fza P (4) (t)		103.2	103.9	104.1	106.5	108.9	110.6	108	105.5	102.9	102.7	101.9			
Fza P (5) (t)			102.4	102.6	105.4	108.4	110.3	107.2	104.2	101.1	100.9				
Exc e (4) (m)		-0.54	-0.27	-0.22	0.44	0.84	0.97	0.84	0.44	-0.22	-0.27	-0.54			
Exc e (5) (m)			-0.54	-0.48	0.33	0.81	0.97	0.81	0.33	-0.48	-0.54				
Sum.P.2Tens t	0	103.2	206.3	206.6	211.9	217.3	220.9	215.2	209.6	204	203.7	101.9	0		
SumPe2Tns t-m	0	-55.6	-83.3	-72.6	81.2	179.1	214.5	177.4	80.3	-71.7	-82.2	-54.9	0		
Área SC(m2)	1.4657	1.4657	0.9932	0.9932	0.9932	0.9932	0.9932	0.9932	0.9932	0.9932	0.9932	1.4657	1.4657		
Sinf SC(m3)	0.4592	0.4592	0.3569	0.3569	0.3569	0.3569	0.3569	0.3569	0.3569	0.3569	0.3569	0.4592	0.4592		
Ssup SC(m3)	0.5769	0.5769	0.5519	0.5519	0.5519	0.5519	0.5519	0.5519	0.5519	0.5519	0.5519	0.5769	0.5769		
Esf Inf (t/m2)	-140.6	203.7	288.7	285	212.8	138.1	91.4	126.9	194.4	266.9	270.6	193.2	-145.7		
Esf Sup (t/m2)	-245	-600	-1027	-1029	-1040	-1037	-1031	-1032	-1036	-1028	-1027	-601	-253		
Chq Esf Compr	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100		
Cheq Esf Tens	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296	296		

Momento Último de la Sección Compuesta

$$M_u = 1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 28}{7}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) \text{ (Art 5.7.3.1.1-1)}$$

$$k = 0.28 \text{ (Tabla C.5.7.3.1.1.1)}$$

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

$$\phi = 0.583 + 0.25 \left(\frac{d_t}{c} - 1\right) \leq 1$$

(Art 5.7.3.1.1-4)

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{res} = \phi M_n$$

Ítem	Descripción	Valor
M_DC	Mom Máx por pp viga, losa, bord, diafrag, equip y personas	242.02 t-m
M_DW	Mom Máx por pp del Asfalto	17.88 t-m
M_L+i	Mom por Carga Viva más Impacto	316.64 t-m
Mult	Mom Último Actuante. Estado Límite Resistencia I	883.47 t-m
k	Ver Tabla 5.7.3.1.1-1	0.28
Aps	Área Total de Acero de Prefuerzo	42.78
fpu	Resistencia Especificada de Tracción para Acero Prefuerzo	1725
fy	Resistencia de Fluencia para el Acero de Prefuerzo	1552.5
f _c	Resistencia a Compresión del Concreto	350 kg/cm ²
Beta1	Rel. entre la Profund zona equiv y la Prof zona a compres	0.8
b _w	Ancho b' de la Viga	1.73 m
d _p	Dist fibra extr a compr y centroide del acero de prefuerzo	1.69 m
c	Distancia de la Fibra extrema a compresion y el eje neutro	0.17 m
a	Profundidad del Bloque de Esfuerzos Rectangular Equivalente	0.14 m
f _{ps}	Esf Prom Acero Presf cuando se req la res nominal en la viga	1675.18 kg/cm ²
M _n	Resistencia Nominal a Flexión	1161.16 t-m
Phi	Factor de Resistencia a Flexión	1
M _{res}	Máximo Momento Resistente de la Sección	1161.16 t-m
Revis.	Chequeo M _{res} vs M _{u act}	OK

Chequeo Estado Límite de Servicio III para Control de Fisuras Art 3.4.1

Paso 1 : Esfuerzos CL.1er Tens. PP. SS +Losa y Riostra Incluy Pérdidas

Paso 2 : Se agregan los Esfuerzos por el 2do Tens + los Esf por DCsobr+ Asf + .8L+i

Paso 3 : Se verifican los Esfuerzos Resultantes vs Esf Admsibles

$$M_u = M_{DC} + M_{Dw} + 0.80M_{(LL+IM)}$$

Ítem	Descripción	Valor
Esf.Inf.SS (t/m2)	Esf.Inf.S.Simp x PP.Viga,Losa,Diafr,Equ,Presf.desp.PérdTotales	-46.4
Esf.Sup.SS (t/m2)	Esf.Sup.S.Simp x PP.Viga,Losa,Diafr,Equ,Presf.desp.PérdTotal.	-634
MDC_sobr.imp(t-m)	Mom por C.Sobreimpuesta: Barreras ,Bordillos y Barandas	8.5
M_DW (t-m)	Mom por la Capa de Rodadura o Asfalto	17.9
M_L+i (t-m)	Momento por Carga Viva más Impacto	316.6
Ms (t-m)	Mom Total para el Estado Límite de Servicio III	279.7
P2t(4) (t)	Fuerza Efect en Cable (4) en C.L. desp pérd	110.6
P2t(5) (t)	Fuerza Efect en Cable (5) en C.L. desp pérd	110.3
Exc e(4) (m)	Excentricid del Cable (4) en C.L. S.Comp	0.97
Exc e(5) (m)	Excentricid del Cable (5) en C.L. S.Comp	0.97
Suma P2t (t)	Sumatoria de las Fuerzas del 2do Tens en el C.L. desp pérd	220.9
Suma P2t x e (t-m)	Sumatoria de Fuerzas x excentric cables del 2do Tensionam.	214.5
Esf Inf (t/m2)	Esfzo sobre el Concreto en Fibra Inferior Sección Comp.	-86
Esf Sup (t/m2)	Esfzo sobre el Concreto en Fibra Sup(unión.viga-losa)S.Comp	-944.9
Esf.Adm.Comp(t/m2)	Esfuerzo Admisible a Compresión en el Concreto	2100
Esf.Adm.Tens(t/m2)	Esfuerzo Admisible a Tensión en el Concreto	296

Refuerzo Mínimo de la Sección según 5.7.3.3.2

Determinación del Refuerzo Transversal Mínimo (Acero No Tensado)

Refuerzo Mínimo (Art 5.7.3.3.2)

$$M_{CR} = \gamma_3 \left[\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe} \right] \gamma_1 S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \quad (\text{Art 5.7.3.3.2-1})$$

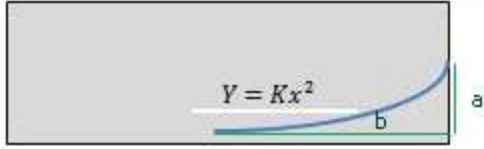
$\gamma_1 = 1.6$ (estr concreto) $\gamma_2 = 1.1$ (torones adher)
 $\gamma_3 = 1.0$ (acero presf) $f_r = 0.62 \sqrt{f'_c}$ (Art 5.4.2.6)
 $S_c = \text{Mód Secc. inf SC}$ $S_{nc} = \text{Mód Secc. inf SS}$
 $M_{DC,SS} = \text{Mom pp Viga SS}$ $M_{DC,losa} = \text{Mom pp Losa}$
 $M_{dnc} = M_{DC,SS} + M_{DC,losa}$ $f_{cpe} = \text{Esf. Compr inf} \times F_{efectiv. presf. dp}$

$$A_s = \frac{M_n - A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)}{f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)} \quad \text{Despejando de la Ec 5.7.3.2.2-1}$$

Determinación del Refuerzo Transversal Mínimo (Acero No Tensado)		
Ítem	Descripción	Valor
fr	Módulo de Rotura del Concreto	366.8 t/m ²
M.DC_SS	Mom Máx por P.P. Viga (sección Simple)	138.24 t-m
M.DC.Losa	Mom Máx por P.P. Losa	95.25 t-m
M.dnc	Sumatoria de Mom Máx por P.P. Viga y por P.P. Losa	233.49 t-m
SumaP(1T)	Suma de Fzas Efect 1er Tens en C.L desp. Pérdidas	232.18 t
Area(1T)	Área Seco Simple 1er Tensionamiento	0.6825 m ²
exc e(1T)	Excentricidad de los Cables 1er Tensionam en C.L	0.68 m
SumaP(2T)	Suma de Fzas Efect 2do Tens en C.L desp. Pérdidas	220.85 t
Area(2T)	Área Seco Compuesta 2do Tensionamiento	0.9932 m ²
exc e(2T)	Excentricidad de los Cables 2do Tensionam en C.L	0.97 m
f_cpe	Esfzo de Compr de la S. Simple por Presfuerzo	1768 t/m ²
MCR	Momento de Fisuración	1362.57 t-m
Mres	Momento Último que resiste la Sección	1161.16 t-m
Mu.act	Momento Últ Actuante	883.47 t-m
Mdom	Momento dominante: Menor entre Mcr y 1.33Mu.Act	1175.01 t-m
Mdom - Mre	Diferenc entre Mdom y Mres	1175.01 t-m
Mn	Resistencia Nominal a Flexión	1175.01 t-m
dp	Distancia Fibra extr a Compr a Centroide Área.Presf	1.69 m
a	Profundidad del Bloque de Esfuerzos Rectangular Equiv	0.139 m
fps	Esf.Prom AceroPresf cuando se req. la res. nomin en la viga	1675.18 t/m ²
As	Área de Acero Mínimo No Tensado o Pasivo	2.04 cm ²
Armadura	Armadura No Tensada Sugerida	2 # 5

Longitud de los Cables de Presfuerzo entre Anclajes

Longitud de los Cables de Presfuerzo

$$L/2 = \left[\frac{1}{2} \sqrt{b^2 + 16a^2} + \frac{b^2}{8a} \ln \left(\frac{4a}{b} + \sqrt{\left(\frac{16a^2}{b^2} + 1 \right)} \right) \right]$$


Longitud de los Cables del Primer Tensionamiento

Cable	Long Horiz a (m)	Long Horiz b (m)	Long Total Cable (m)
1	0.96	13	26.37
2	0.76	13	26.24
3	0.56	13	26.13

Longitud de los Cables del Segundo Tensionamiento

Cable	Long Horiz a (m)	Long Horiz b (m)	Long Total Cable (m)
4	1.51	11	23.06
5	1.51	10	21.16

Alargamiento de los Cables durante la Transferencia

Alargamiento de los Cables durante la Transferencia

CPL = Curva de las Fuerzas Efectivas de Presfuerzo durante Transferencia

$$\Delta L = \frac{\text{Área bajo CPL}}{E_{ps}A_{ps}} + \frac{\text{Área bajo CPL}}{E_cA_c}$$

Cable 1T #

Alargamiento de Cables durante la Transferencia. 1er Tensionam

1

Ítem	Descripción	Valor
Etapa Tensionam	Etapa de Tensionamiento del Cable en Estudio	1
Cable #	Número del Cable en Estudio	1
Aps	Área del Acero de Presfuerzo del Cable en Estudio	0.0007 m2
Eps	Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo	19700000 t/m2
Fza Apoy Activo	Fuerza Aplicada en Anclaje Activo	96.6 t
Fza Apoy Pasivo	Fuerza que llega al Anclaje Pasivo después Pérdidas	88.1 t
Área CPL	Área bajo Curva del Diagr Tensionam para c/cable	2354.6 t-m
Alargamiento	Alargamiento Total del Cable	16.201 cm

Cable 2T #

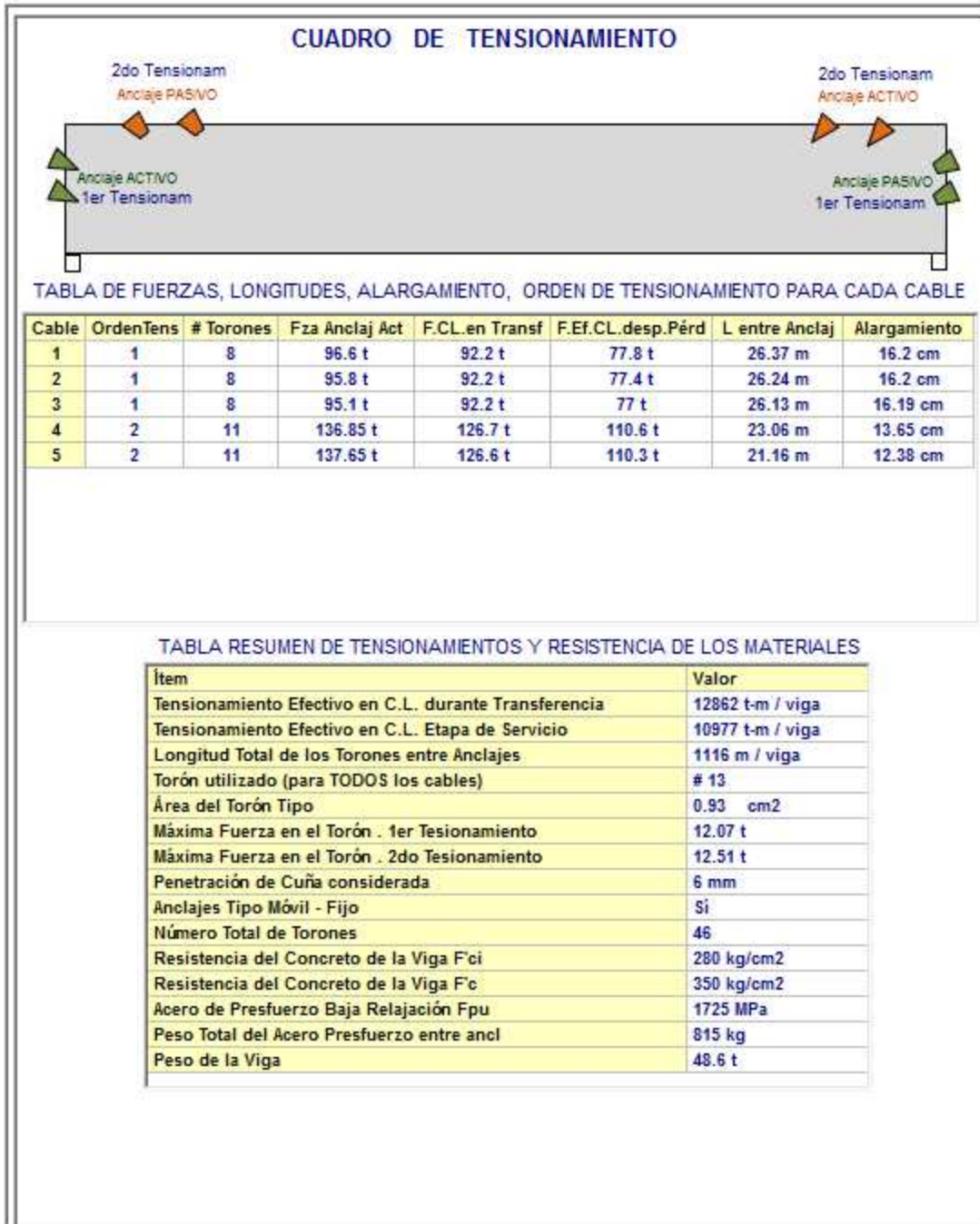
Alargamiento de Cables durante la Transferencia. 2do Tensionam

4

Ítem	Descripción	Valor
Etapa Tensionam	Etapa de Tensionamiento del Cable en Estudio	2
Cable #	Número del Cable en Estudio	4
Aps	Área del Acero de Presfuerzo del Cable en Estudio	0.001 m2
Eps	Módulo Elástico del Acero de Presfuerzo	19700000 t/m2
Fza Apoy Activo	Fuerza Aplicada en Anclaje Activo	136.85 t
Fza Apoy Pasivo	Fuerza que llega al Anclaje Pasivo después Pérdidas	117.24 t
Área CPL	Área bajo la Curva del Diagr Tens para c cable	2731.4 t-m
Alargamiento	Alargamiento Total del Cable	13.65 cm

Cuadro de Tensionamiento

Fuerzas, Longitudes, Alargamiento . Resumen de Tensionamientos y Materiales



Ecuaciones y Teoría para Calcular las Deflexiones

Cálculo de las Deflexiones de la Viga

W_{DCviga}
 $W_{DC.Losa.eq+DW}$

$$\delta_{wDC(m\acute{a}x)} = \frac{W_{DCviga}L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

$W_{DCvig.apy.adic}$ $W_{DCvig.apy.adic}$

a a

$$\delta_{wDClosaDW(m\acute{a}x)} = \frac{W_{wDClosaDW}L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

$$\delta_a(m\acute{a}x) = \frac{W_{DCvig.apy.adic}}{24E_cI_g(bru)} (a^4 - 4La^3 + 4.5a^2L^2 - aL^3 + 0.125L^4)$$

W_{CARRIL}

$4P$ $4P$ P

$$\delta_w(m\acute{a}x) = \frac{W_{carri}L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

$$L.I. \delta_p(C.L.) = \frac{X}{48E_cI_gSC} (3L^2 - 4X^2)$$

F F

el Presfuerzo
de Presf F

$$W_F = \frac{8Ff}{L^2}$$

$$\delta_F = \frac{W_F L^4}{384E_cI_g(bru)}$$

M F M F

el Apoyo

$$M_{por F} = F e$$

$$\delta M_{por F} = \frac{F e L^2}{8E_cI_g(bru)}$$

Cálculo de las Deflexiones

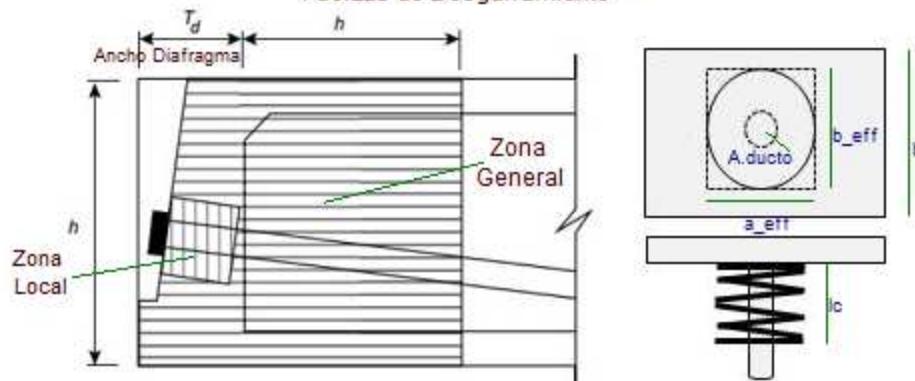
Mom
Hoja:2

Cálculo Detallado de las Deflexiones de la Viga

Ítem	Descripción	Valor
L	Longitud de la Viga L	25.5 m
Ec	Módulo de Elasticidad del Concreto	2539921 t/m2
Isc.CL	Mom de Inercia Sección Simple en C.L.	0.21705 m4
Isc.CL	Mom de Inercia Sección Compuesta en C.L.	0.39665 m4
Carga A	Carga por P.P. Viga Tip secc C.L	1.638 t/m
Carga B	Carga Adicional por Cartelas en Zonas Anclaje	1.134 t/m
Carga C	Carga por Losa,Equipos,Asfalto,C.Sobreimp: C.Permanentes	1.451 t/m
Deflex Carga A	Deflexión en C.L. por la Carga A	0.0164 m
Deflex Carga B	Deflexión en C.L. por la Carga B	0.0031 m
Deflex Carga C	Deflexión en C.L. por la Carga C	0.0079 m
Wequiv. F(1)	Carga Equivalente del Cable (1)	1.09 t/m Arr
Wequiv. F(2)	Carga Equivalente del Cable (2)	0.86 t/m Arr
Wequiv. F(3)	Carga Equivalente del Cable (3)	0.64 t/m Arr
Defl.Tot.Wequiv.1T	Suma de Deflex en CL por las Cargas Equiv 1er Tens	0.0258 m Arr
M por F(1)	Momento sobre Apoyo por la F(1)	26.56 t-m
M por F(2)	Momento sobre Apoyo por la F(2)	7.19 t-m
M por F(3)	Momento sobre Apoyo por la F(3)	-11.89 t-m
Defl.M.apy.1T	Suma de las Deflex por Moms en el apoyo por Fzas 1T	0.0032 m Abaj
Defl.Total 1T	Deflexión Total en C.L. por Presfuerzo 1er Tens	0.023 m Arr
Weq.P2t(4)	Carga Equivalente del Cable(4)	3.31 t/m Arr
Weq.P2t(5)	Carga Equivalente del Cable(5)	4.02 t/m Arr
Defl.Wequiv.2T	Suma de Deflex en CL por las Cargas Equiv 2do Tens	0.017 m Arr
M.Apy.P1t(4)	Momento sobre Apoyo por la F(4)	63.16 t-m
M.Apy.P1t(5)	Momento sobre Apoyo por la F(5)	62.71 t-m
Defl.Tot.M.apy.2T	Suma de las Deflex por Moms en el apoyo por Fzas 2T	0.007 m Abaj
Defl.Total 2T	Deflexión Total en C.L. por Presfuerzo 2do Tens	0.01 m Arr
Defl.Tot.Presf	Deflex.Total (Fzas.1T + Fzas.2t)xFpérd.diferid	0.029 m Arr
Defl.Instant.CPern	Deflex.Total Instantánea por Cargas Permanentes	0.027 m Abaj
Defl.Largo Plazo	Deflex Total a Largo plazo (t=inf)	0.137 m Abaj
Defl.TotLPzo+Pres	Deflex Total Largo Plazo + Presfuerzo	0.108 m Abaj
F.Distr.Defl	Factor de Distr de Deflex	0.5
Defl.Carril	Deflexión por la Carga del Carril de Diseño	0.005 m Abaj
Defl.Camión	Deflex por el Camión de Diseño	0.01 m Abaj
Lím1.DeflCam	Límite 1: Deflex camión solo(FImpxFdis)	0.007 m Abaj
Lím1.DeflCam	Límite 2: Deflex(25%(camión solo)+Carril Diseño)(FImpxFdis)	0.004 m Abaj
Lím. Domin	Límite que Domina (el mayor)	0.007 m Abaj
MáxDefl_CV	Máxima Flecha generalizada para CV: L / 800	0.032 m Abaj
Verificación	Verificación: Defl.Lím vs MaxFlecha Adm CV	0.01<=0.03 OK

Zona de Anclaje. Teoría y Ecuaciones

Diseño Básico de la Zona de Anclaje
Fuerzas de Desgarramiento



Art 5.10.9.6.3-1

P_u = Fuerza Mayorada en el Torón
 a = Dimension Lateral del Dispositivo de Anclaje en la dirección considerada
 h = Altura del Elemento Estructural
 $T_d \sim 0.3h$
 Alfa = Áng de Inclinación de la Fuerza del Torón con el eje del elemento
 A_s = Acero en la posible zona de desgarramiento del concreto

$T_{burst} = 0.25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 \left| \sum P_u \text{sen } \alpha \right|$
Art 5.10.9.6.3-2

$d = 0.25(h - 2e) + 5e \text{sen } \alpha$

$A_s = \frac{T_{burst}}{\phi f_y}$

Diseño Básico de la Zona de Anclaje
Esfuerzos de Compresión

Art 5.10.9.6.2-1

$f_{ca} = \frac{0.60 P_u k}{A_b \left(1 + l_c \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t}\right)\right)}$

Art 5.10.9.3.1

$f_{ca} \leq 0.7 f'_{ci}$

Art 5.10.9.6.2-2

Si $a \leq s \leq 2a_{eff} \rightarrow k = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}}\right) \left(0.3 - \frac{n}{15}\right)$

Art 5.10.9.6.2-3

Si $s > 2a_{eff} \rightarrow k = 1$

k = Factor de Corrección para Anclajes muy cercanos
 a_{eff} = Dim Lateral del área de Apoyo par a la may dim secc
 b_{eff} = Dim Lateral del área de Apoyo par a la men dim secc
 t = Espesor del Elemento (Viga en la Zona Anclaje)
 s = Separación entre centros de anclajes
 n = Número de Anclajes en una Fila
 l_c = Extensión Longitudinal del Refzo de Conf Zona Local
 A = Área de Apoyo Efectiva

Archivo: Postensado 26 m.vpst

MÓDULO PUENTES EN VIGAS POSTENSADAS CCP14, v1.0

Cálculo de la Zona de Anclaje

Mom
Hoja:2

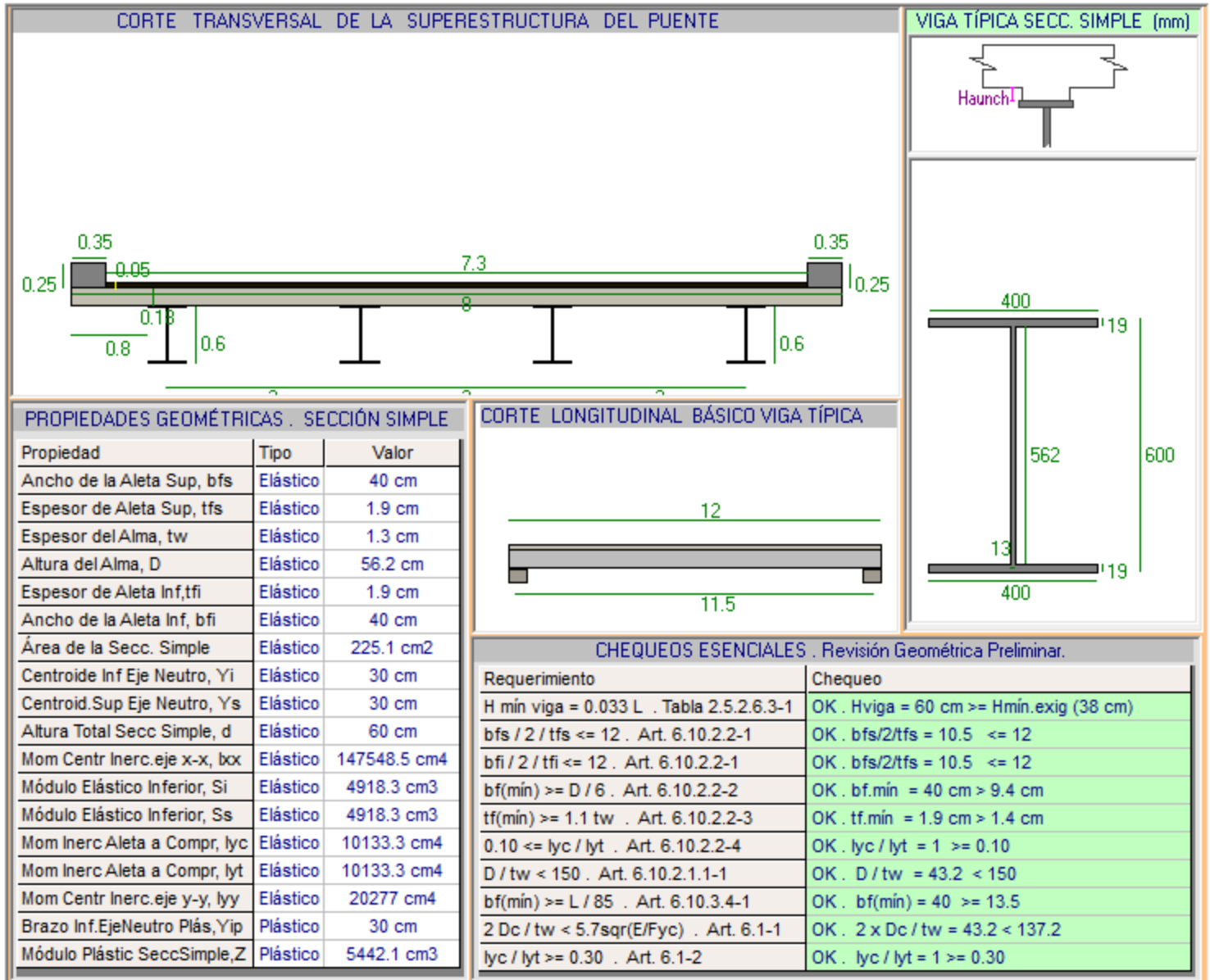
Zona de Anclaje. Resultados de Diseño

Diseño por Desgarramiento		Valor
Cable Crítico	Cable con la Mayor Carga en la Extremo de la Viga	1
Pu	Fuerza Mayorada en el Anclaje ($F_{cable} \times 1.2$)	115.9 t
a	Dimension Lat Dispositivo Anclaje en la direcc considerada	0.25 m
h	Altura de la Viga (Sección Simple)	1.65 m
Alfa	Ángulo del Torón con el eje del elemento en el anclaje	0.150588 rads
T_burst	Fuerza de Tracción frente a anclaje y transv al eje toron	33.28 t
e	Exctr.Anclaj a c.g.SeccSimp.Apoyo abs($Y_i \cdot \sin \alpha - BrzCabl$)	0.275 m
d	Distancia entre el anclaje y el centroide Fuerza Desgarram	0.756 m
Fy	Límite Fluencia del Acero No Tensado Zona de Anclaje Local	4200 kg/cm ²
As	Área de Acero a colocar en la Zona Local	7.924 cm ²
Armadura	Detalle de la Armadura Helicoidal en una long d = 0.76 m	#5.Paso 18.9 cm
Diseño por Compresión		
Dimens.placa	Dimensiones de la Placa de Apoyo	0.25 m x 0.25 m
Abrut.placa	Área Bruta de la Placa de Apoyo	0.062 m ²
Ab	Área Efectiva Placa de Apoyo (descontando ducto)	0.06 m ²
Ic	Extensión Longitudinal Refuerzo Confinamiento Zona Local	0.288 m
t	Espesor del Elemento (Ancho Viga en Apoyo)	0.7 m
s	Separación entre ejes de anclajes	0 m
k	Factor de Corrección para Anclajes muy cercanos	0
fca	Esfzo de Compresión en el concreto, frente a los anclajes	0 t/m ²
Límite	Límite Máx de fca: $0.7 \times 0.8 \times f_{ci}$	1568 t/m ²
Chequeo	Revisión Esfuerzo Compresión Act vs Esf Límite Norma	Cumple OK

DATOS DE LA GEOMETRIA

GEOMETRÍA DE LA SUPERESTRUCTURA	
DIMENSIONES DEL TABLERO	
Long Total de Tablero (Ltot) (m)	12
Luz de Cálculo Lejes (m)	11.5
Ancho Libre de Calzada (m)	7.3
Separac. entre ejes de vigas (m)	2
Número de Vigas	4
Longitud del Bordillo (m)	0.35
Altura del Bordillo (m)	0.25
Espesor de la Losa, ts (m)	0.18
Espesor Capa Rodadura (m)	0.05
Altura de Haunch o Chaffán (cm)	0
Ancho Aprox. del Haunch (cm)	40
DIMENSIONES DE LA VIGA TIPO	
Ancho Patín Superior bfs (mm)	400
Espesor Patín Superior tfs (mm)	19
Espesor del Alma, tw (mm)	13
Altura del Alma, D (mm)	562
Ancho Patín Inferior bfi (mm)	400
Espesor Patín Inferior tfi (mm)	19
CONSTANTES DE DISEÑO	
F'c del Concreto (kg/cm2)	280
Fy del Acero Vigas (kg/cm2)	3450
Fy Acero Armad. Losa (kg/cm2)	4200
Recubrim Centroid d' Losa (cm)	5
Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
CARGAS PERMANENTES Y SOBREIMP.	
Carga de cada Baranda (t/m)	0.15
C. por Personal y Equipo (t/m2)	0.08
Sobreespesor equiv de losa (cm)	2
ARRIOSTRAMIENTO TRANSVERSAL	
Sep. Máx a ejes de Riostras (m)	6

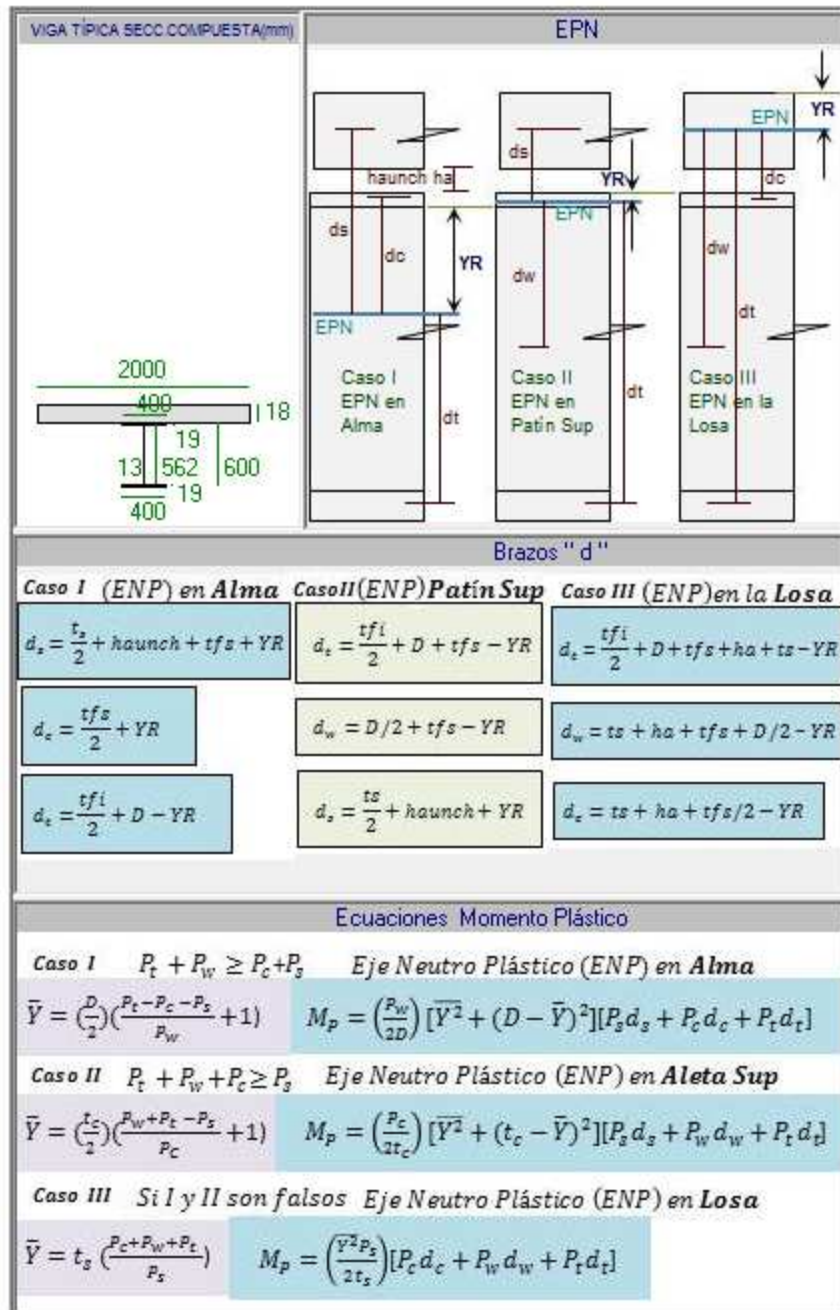
GEOMETRIA Y CHEQUEO INICIAL DE LA VIGA TIPO



VIGA INTERIOR

VIGA INTERIOR		MÓDULO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN SIMPLE	
DETALLE ANÁLISIS DE CARGAS PERMANENTES		Propiedad	Valor
Ítem	Cálculo detallado de las Cargas	Ancho de la Aleta Sup, bfs	40 cm
Ancho Aferente Losa	$8 / 4 = 2 \text{ m}$	Espesor de Aleta Sup, tfs	1.9 cm
C. por P.P. de Losa	$(0.18 + 0.02) \times 2.4 \times 2 = 0.96 \text{ t/m}$	Altura del Alma, D	56.2 cm
Carga por P.P. Viga	$0.0225 \times 7.86 = 0.177 \text{ t/m}$	Espesor del Alma, tw	1.3 cm
C.Equipos y Personal	$0.08 \times 2 = 0.16 \text{ t/m}$	Ancho de la Aleta Inf, bfi	40 cm
Carga Peso Chaflán	$0 \times 0.4 \times 2.4 = 0 \text{ t/m}$	Espesor de Aleta Inf, tfi	1.9 cm
Total de Cargas	1.297 t/m	Altura Total de la Viga, d	60 cm
DETALLE ANÁLISIS CARGAS SOBREPUESTAS		Brazo Inf. Eje Neutro Plástico, Ypi	30 cm
Ítem	Cálculo Detallado de las Cargas	Brazo Sup. Eje Neutro Plástico, Yps	30 cm
C.Rodadura:Ancho A'	$7.3 / 4 = 1.825 \text{ m}$	Área de Compresión	112.5 cm ²
C.Rodadura: Cargas	$0.05 \times 2.2 \times 1.825 = 0.201 \text{ t/m}$	Área de Tracción	112.5 cm ²
Bordillos	$0.35 \times 0.25 \times 2.4 \times 2 / 4 = 0.105 \text{ t/m}$	Módulo Plástico Secc. Simple	5442.1 cm ³
Barandas	$0.15 \times 2 / 4 = 0.075 \text{ t/m}$	Cálculo Momento Plástico	
CONDICIONES DE DISEÑO SEGÚN NORMA		Ítem	Valor
Ítem	Criterio o Condición	Ps	Ps = 856.8 t
Factores de Resist.	Indicados en Art 6.5.4.2	Pc	Pc = 282.2 t
Modificad. de Carga	nD = nR = nI = 1 (Art. 1.3.2)	Pw	Pw = 252.06 t
Fact Carga y Combin.	Indicados en Tabla 3.4.1-1	Pt	Pt = 282.2 t
Est.Límites Analizados		Caso que domina	Caso III
Estado Lím. Servicio I	$U = 1.0[DC+DW+(LL+IM)]$	Posición Eje Neutro Plástico (ENP)	E.N.P. Cae en la Losa
Estado Lím. Servic. II	$U = 1.0[DC+DW+1.30(LL+IM)]$	dc	dc = 0.026 m
Estado Lím Resist. I	$U = 1.0[1.25DC+1.5DW+1.75(LL+IM)]$	dw	dw = 0.317 m
Estado Lím Resist. IV	$U = 1.0[1.5DC]$	dt	dt = 0.807 m
Estado Lím Fatiga I	$U = 1.0[1.5(LL+IM)]$	YR(ref.al niv.sup elem donde cae EPN)	YR = 0.163 m
Estado Lím Fatiga II	$U = 1.0[0.75(LL+IM)]$	Momento Plástico, Mp	Mp = 309.37 t-m
Carga de Viento WS	Se aplica solo a la Viga Exterior	Simbología	
Número Carriles	2	Ítem	Concepto
Fact Presenc Múltiple	1	Fza.Plás. por la Losa, Ps	$Ps = 0.85(f'c)(b')$ (esp.loso)
Amplif Dinámica IM	1.15 (E.L. Fatiga) 1.33 (demás E.L.)	Fza.Plás. por el Patín Sup,Pc	$Pc = (fy)(bfs)(tfs)$
Fact Distr CV	Según Tablas 4.6.2.2.2b (3a-1)	Fza.Plás. por el Alma,Pw	$Pw = (fy)(tw)(D)$
		Fza.Plás. por el Patín Inf,Pt	$Pt = (fy)(bfi)(tfi)$
		ENP	Eje Neutro Plástico
		ds	Dist ENP a línea media del esp losa
		dc	Dist ENP a línea media esp patín sup
		dw	Dist ENP a mitad de la prof del alma
		dt	Dist ENP a línea media esp patín inf
		Momento Plástico, Mp	Momento de las F plásticas al ENP
		Fza.Plás. = Fuerza Plástica	

Puentes en Vigas Metálicas



FACTORES DE DISTR DE MOMENTOS

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. >= 4 vigas

1 carril cargado

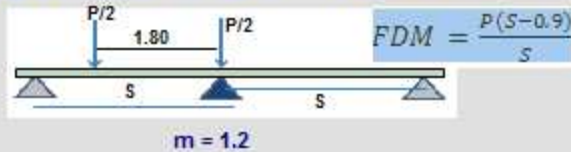
$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

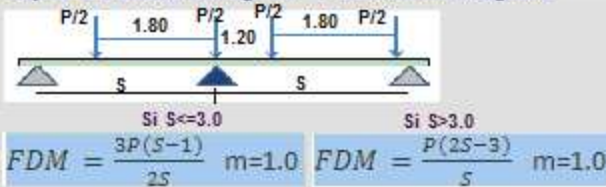
$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas

Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	11.5 m
FDM directo (1 carr carg)	0.473
FDM directo (>=2 carriles carg)	0.609
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.609

FACTORES DE DISTR DE CORTANTES

FD Momentos CV, FDM Vigas EXTERIORES

LEY DE LA PALANCA 1 carril carg >= 3 vigas

$$FDM viga_{ext} (1carrilc) = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

$$g = \left(0.77 + \frac{d_e}{2800}\right) g_{int}; \quad d_e = lvol_{ejes} - l_{bord}$$

LEY DE LA PALANCA 2 ó más carriles cargados . 3 vigas

Caso A . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 < Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{1.5P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 2.20)}{S} \quad m = 1.0$$

Caso B . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 \geq Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

Chequeo de FDM

considerando
Losa Rígida.
Art 4.6.2.2d

$$= \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}}{\sum x^2} \sum e$$

R: FDM NL: # Carriles
Carg Nb: # Vigas Xext:
Dist CG tablero a vigaext
x: Dist CG tablero a c/viga
e: exo carga a CG tablero

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	11.5 m
Parámetro de Rigidez Longitudinal, Kg	0.03919 m4
Fac Dist Mom, FDM LPalanc incluy m (1 carr carg)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	1.002
Fact Distr FDMint, gint	0.609
Factor Distrib Mom, FDM (g) (2 carriles carg)	0.611
Fact Distr de Mom, (2 carr carg) por Ley Palanca	-
Fact Dist Mom,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Mom,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Mom, FDM dominante	0.695

Puentes en Vigas Metálicas

FACTORES DE DISTR DE MOMENTOS

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Interiores

4 ó más vigas

$$FDV = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

1 carril cargado

$$FDV = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$$

2 ó más carriles cargados

3 vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDV_{int}(1c) = FDM_{int}(1c)$

2 Carriles Cargados

Ley de la Palanca $FDV_{int}(2c) = FDM_{int}(2c)$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	11.5 m
FDV directo (1 carr carg)	0.623
FDV directo (>=2 carriles carg)	0.721
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDV, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Cort,FDV dominante absoluto	0.721

FACTORES DE DISTR DE CORTANTES

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Exteriores

4 ó más vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDV_{ext}(1c) = FDM_{ext}(1c)$

2 Carriles Cargados

$g = (e)g[int] = (e)FDV[int]$ $e = 0.6 + de / 3.0$
 $de = Lvol(eje)-Lbor$

3 vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDV_{ext}(1c) = FDM_{ext}(1c)$

2 Carriles Cargados

Ley de la Palanca $FDV_{ext}(2c) = FDM_{ext}(2c)$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	11.5 m
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	0.817 m
Factor Distr a Cortante int, g(int)	0.721
Fact Distr Cor, FDVext (2 carriles carg)	0.589
Fact Distr Cort, FDVext(2 carr carg) Ley Palanca	-
Fact Dist Cor,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Cor,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Cort, FDV dominante	0.695

ANÁLISIS DE LA VIGA . MOMENTOS		
Momentos Máximos por Carga Muerta . Sección SIMPLE . Cálculo Detallado		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
Momento por Cargas Permanentes DC1	$1.297 \times 11.5^2 / 8$	21.44 t-m
Momento por Bordillos DC2	$0.105 \times 11.5^2 / 8$	1.74 t-m
Momento por Barandas DC3	$0.075 \times 11.5^2 / 8$	1.24 t-m
Momento por Capa Rodadura DW	$0.201 \times 11.5^2 / 8$	3.32 t-m

Ecuación del Momento Máx por (Camión Diseño x IMP + Carril de Diseño)

$$M_{\max(LL+IM)} = 1.33 \left[\frac{360 \left(\frac{L}{2} + 0.717 \right)^2}{L} - 688 \right] + \frac{10.3L^2}{8} \quad \text{Ecuac 1}$$

Ecuación del Momento Máx por (Tándem Diseño x IMP + Carril de Diseño)

$$M_{\max(LL+IM)} = 1.33 \left[\frac{250 \left(\frac{L}{2} + 0.30 \right)^2}{L} - 150 \right] + \frac{10.3L^2}{8} \quad \text{Ecuac 2}$$

Ecuación del Momento Máx por Fatiga con Imp del 15%

$$M_{BFat \max(LL+IM)} = 1.15 \left[\frac{360 \left(\frac{L}{2} + 1.76 \right)^2}{L} - 1440 \right] \quad \text{Ecuac 3}$$

Momentos Mayorados. Sección Simple y Sección Compuesta. Tabla 3.4.1.1		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
MomMáx Cam+Imp+CarrDis	Ecuac 1	101.68 t-m
MomMáx Tánd+Imp+CarDis	Ecuac 2	105.01 t-m
Mom.MáxCarr.Dominante	Domina el Tándem	105.01 t-m
Fact de Distr mg Flex		0.609
Mom.Viga C.Viv+Imp Dom	105.01×0.609	64 t-m
Mu E.L. Res. I Secc Comp	$1.25(21.44+1.74+1.24)+1.5 \times 3.32+1.75 \times 64$	147.49 t-m
Mu E.L. Res IV SeccSimple	1.5×21.44	32.16 t-m
Mu E.L. Serv I Secc. Comp	$(21.44 + 1.74 + 1.24) + 3.32 + 64$	91.73 t-m
Mu E.L. Serv II SeccComp	$(21.44 + 1.74 + 1.24) + 3.32 + 1.3 \times 64$	110.93 t-m
FDistr Flex 1 carr cargad	(incluye m= 1.20)	0.66
Mom Fatiga, incluy 15%IM	$M \text{ fat}(Ec 3) \times fddm / m = 38.2 \times 0.66 / 1.2$	21.01 t-m
Mu E.L. Fatig I SeccComp	1.5×21.01	31.52 t-m
Mu E.L. Fatig II SeccComp	0.75×21.01	15.76 t-m

ANÁLISIS DE LA VIGA . CORTANTES		
Cortantes Máximos por Carga Muerta . Sección SIMPLE . Cálculo Detallado		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
Cortante por Cargas Permanentes DC1	$1.297 \times 11.5 / 2$	7.46 t
Cortante por Bordillos DC2	$0.105 \times 11.5 / 2$	0.6 t
Cortante por Barandas DC3	$0.075 \times 11.5 / 2$	0.43 t
Cortante por Capa Rodadura DW	$0.201 \times 11.5 / 2$	1.15 t

16 t 16 t 16 t
Camión de Diseño
4.3 m 4.3 m 4 t
Carril de Diseño 1.03 t/m

Caso de Carga 1

12.5 t 12.5 t
Tándem
1.20 m
Carril de Diseño 1.03 t/m

Caso de Carga 2

Cortantes Mayorados. Sección Simple y Sección Compuesta. Tabla 3.4.1.1		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
ReaccMáx Cam+Imp+CarrD	Caso de Carga 1	41.87 t
ReaccMáx Tánd+Imp+CarD	Caso de Carga 2	37.44 t
Reacc.MáxCarr.Dominante	Domina el Tándem	41.87 t
Fact de Distr Cort		0.721
Reacc.Viga C.Viv+Imp Dom	41.87×0.721	30.17 t
Ru E.L. Res. I Secc Comp	$1.25(7.46+0.6+0.43)+1.5 \times 1.15+1.75 \times 30.17$	65.14 t
Ru E.L. Res IV SeccSimple	1.5×7.46	11.19 t
Ru E.L. Serv I Secc. Comp	$(7.46 + 0.6 + 0.43) + 1.15 + 30.17$	39.82 t
Ru E.L. Serv II SeccComp	$(7.46 + 0.6 + 0.43) + 1.15 + 1.3 \times 30.17$	48.87 t

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE CONSTRUCTIBILIDAD		
Verificación de la Res.Nominal de Aleta INF con Arriostram. Discreto		
$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yt}$		6.10.3.2.1-1
Item	Concepto	Valor
Rh	F. Hibridez. Secc Homog.= 1 (6.10.1.10.1)	1
Phi f	F. Resist para Solic por Flex = 1 (6.5.4.2)	1
f(l)	Esf por Solicitac Hor Viga.Viga Int =0	0
f _{bu}	Esfzo en Aleta Inf E.L.IV = 1.5 M / Sb	653.9 kg/cm2
f _{nc}	Fnc = (Rh)(Fyt)	3450 kg/cm2
Chequeo	653.9 <= 3450	OK Cumple
Verificación de la Res.Nominal de Aleta SUP con Arriostr. Discreto		
$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yt}$		6.10.3.2.1-1
Item	Concepto	Valor
Rh	F. Hibridez. Secc Homog.= 1 (6.10.1.10.1)	1
Phi f	F. Resist para Solic por Flex = 1 (6.5.4.2)	1
f(l)	Esf por Solicitac Hor Viga.Viga Int =0	0
f _{bu}	Esfzo en Aleta Sup E.L.IV = 1.5 M / St	653.9 kg/cm2
f _{nc}	Fnc = (Rh)(Fyt)	3450 kg/cm2
Chequeo	653.9 <= 3450	OK Cumple

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE CONSTRUCTIBILIDAD

Verificación de la Aleta Superior al Pandeo Local (6.10.8.2.2)

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad \text{Rel. Esbeltez Aleta Sup (6.10.8.2.2-3)}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad \text{Rel. Límite Esbeltez Aleta Sup (6.10.8.2.2-4)}$$

Compacta

$$\lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad \text{Rel. Límite Esbeltez Aleta Sup (6.10.8.2.2-4)}$$

No Comp.

$$\text{Si } \lambda_f \leq \lambda_{pf} \quad F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{Res. al Pandeo Local (6.10.8.2.2-1)}$$

$$\text{Si } \lambda_f > \lambda_{pf} \quad F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad \text{(6.10.8.2.2-2)} \quad R_b = 1 \quad R_h = 1$$

$$f_{bu} + \frac{f_1}{3} \leq \phi F_{nc} \quad \text{(6.10.8.1.1-1)}$$

Ítem	Concepto	Valor
Lambda(f)	Ec (6.10.8.2.2-3)	10.5
Lambda(pf)	Ec (6.10.8.2.2-4) Aleta Compacta	9.1
Lambda(rf)	Ec (6.10.8.2.2-5) Aleta No Compacta	16.1
Verific.	10.5 > 9.1 Aplica Fnc según Ec 6.10.8.2.2-2	
Fnc		3245.4 kg/cm ²
f _{bu}		653.9 kg/cm ²
Chequeo	653.9 <= 3245.4	OK Cumple

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE CONSTRUCTIBILIDAD

Verificación de la Aleta Superior al Pandeo Torsional (6.10.8.2.3)

$$\text{Si } L_b \leq L_p \quad F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{(6.10.8.2.3-1)}$$

$$\text{Si } L_p < L_b < L_r \quad F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \quad F_{nc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad \text{(6.10.8.2.3-2)}$$

$$R_b = 1 \quad R_h = 1$$

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{t_w D_c}{ab_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad \text{(6.10.8.2.3-4, -9)}$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc}$$

$$\text{Si } \frac{f_{med}}{f_2} > 1 \quad \text{ó } f_2 = 0 \rightarrow C_b = 1 \quad \text{(6.10.8.2.3-6)}$$

$$\text{Para los demás casos: } C_b = 1.75 - 1.05 \frac{f_1}{f_2} + 0.3 \left(\frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad \text{(6.10.8.2.3-6)}$$

$$f_{bu} + \frac{f_1}{3} \leq \phi F_{nc} \quad \text{(6.10.8.1.1-1)}$$

Ítem	Concepto	Valor
L(b)	Máx Separ. Adoptada Arriostam Transv	6 m
Dc	Prof del Alma en Compr. Rango Elást.	28.1 cm
r(t)	RadGiroEf para Pandeo Tors 6.10.8.2.3-9	10.7 cm
L(p)	Long No.Arr Limite → Alcanz.Res.Nom.Flex	2.58 m
L(r)	Long No.Arr Lim → Alcanz. InicFluenciaNom	9.69 m
Verific.	2.58 < 6 < 9.69	OK
L.arr.men	Sep de los Otros Arriostramientos	2.75 m
f(med)	Esf en el CLnoArr (kg/cm ²)	653.9
M(DC)	M por DC en punto del Arriostam	15.6 t-m
f(2)	Esf en pto donde está el Arriostm	475.88
fmed/f(2)		1.374
Cb	Fact.Modif Grad Mom(se toma conserv = 1)	1
Fnc	Resist Nom a la Flexión F(nc) (kg/cm ²)	2952.36
Fbu	Esfzo Compres Aleta Sup (kg/cm ²)	653.87
Chequeo	653.87 <= 2952.36	OK

Propiedades Geométricas

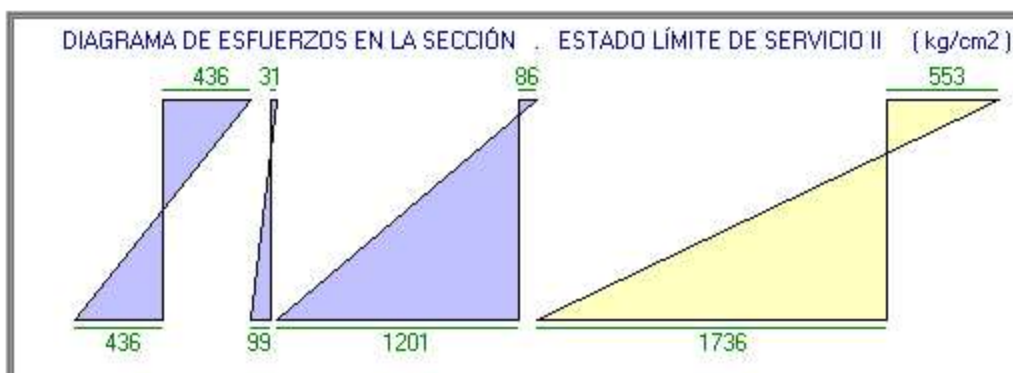
Prop Geométricas.Cargas de Corta Duración.1n 1n = 8

Propiedad	Tipo Secc	Valor
Ancho de la Losa, b(losa)		200 cm
Ancho Efec Losa, b(efec))		25 cm
Área de Sección, As	Simple	225.1 cm ²
Inercia alr eje x, Ixx	Simple	147548.5 cm ⁴
Centroide Inf, Yin	Simple	30 cm
Centroide Sup, Ysup	Simple	30 cm
Altura Seccion, d	Simple	60 cm
Espseor Losa, ts	Compuesta	18 cm
Área de la Losa 1n	Compuesta	450 cm ²
Área Total A(sc)	Compuesta	675.1 cm ²
Centr Inferior, Yin(sc)	Compuesta	56 cm
Centr Superior, Ysup(sc)	Compuesta	22 cm
Altura Sección, d(sc)	Compuesta	78 cm
Inercia alr.eje x, Ixx(sc)	Compuesta	387889.1 cm ⁴
Módulo Sección Inf Si(sc)	Compuesta	6926.9 cm ³
Módulo Sección Sup Ss(sc)	Compuesta	17629.5 cm ³

Prop Geométricas.Cargas Larga Duración. 3n 3n = 24

Propiedad	Tipo Secc	Valor
Ancho de la Losa, b(losa)		200 cm
Ancho Efec Losa, b(efec))		8.3 cm
Área de Sección, As	Simple	225.1 cm ²
Inercia alr eje x, Ixx	Simple	147548.5 cm ⁴
Centroide Inf, Yin	Simple	30 cm
Centroide Sup, Ysup	Simple	30 cm
Altura Seccion, d	Simple	60 cm
Espseor Losa, ts	Compuesta	18 cm
Área de la Losa 3n	Compuesta	150 cm ²
Área Total A(sc)	Compuesta	375.1 cm ²
Centr Inferior, Yin(sc)	Compuesta	45.6 cm
Centr Superior, Ysup(sc)	Compuesta	32.4 cm
Altura Sección, d(sc)	Compuesta	78 cm
Inercia alr.eje x, Ixx(sc)	Compuesta	288503.1 cm ⁴
Módulo Sección Inf Si(sc)	Compuesta	6327.2 cm ³
Módulo Sección Sup Ss(sc)	Compuesta	8903.7 cm ³

ESFUERZOS EN LA SECCIÓN



Ecuac Gral de Esfuerzos en las Aletas. E.Lím. Serv II

$$f = \frac{M_{DC}}{S_{SS}} + \frac{M_{DCS} + M_{DW}}{S_{SC,3n}} + \frac{1.3M_{(LL+IM)}}{S_{SC,n}}$$

Verificación de Esfuerzos en las Aletas

Aleta Superior Sección Compuesta
(6.10.4.2.2-1)

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf}$$

Aleta Inferior Sección Compuesta
(6.10.4.2.2-2)

$$f_f + \frac{f_t}{2} \leq 0.95R_h F_{yf}$$

Propiedad	Concepto	Esf(kg/cm ²)
M(DC) / SInf(ss)	Esf. Inf x Mom C.Perm. Ssimple	435.9
M(DC) / SSup(ss)	Esf. Sup x Mom C.Perm. Ssimpl	435.9
M(DCS+DW) / SInf(sc3n)	Esf. Inf Mom. Csobreimp. Scomp	99.5
M(DCS+DW) / SSup(sc3n)	Esf. Sup Mom. Csobreimp. Scom	31.4
1.3M(LL+IM) / SInf(sc1n)	Esf. Inf Mom. CV+Imp. Scomp	1201.1
1.3M(LL+IM) / SSup(sc1n)	Esf. Sup Mom. CV+Imp. Scomp	85.8
f(aleta inf)	Esf. Aleta Inf Est Lím Serv II	1736.4
f _{sup} (unión aleta-losa)	Esf. Aleta Sup Est Lím Serv II	553.2
Lím. Esfzo Tracc Aleta Inf	Ecuac. 6.10.4.2.2-1	3277.5
Límite Esfzo Aleta Sup	Ecuac. 6.10.4.2.2-2	3277.5
Verificac. Esfzo Aleta Inf	1736.4 <= 3277.5	Cumple
Verificac Esfzo Aleta Sup	553.2 <= 3277.5	Cumple

Estado Límite de Fatiga

Estado Límite de Fatiga (6.6.1)

$(\Delta F_n) = (\Delta F)_{TH}$ (6.6.1.2.5-1) Si $N > N_{TH} \rightarrow$ Fatiga I

$(\Delta F_n) = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3}$ (6.6.1.2.5-2) Si $N < N_{TH} \rightarrow$ Fatiga II

$N = (365)(75)n (ADTT)_{SL}$

$N_{TH} = \frac{A}{(\Delta F_{TH})^3}$ Núm Mín Ciclos en el Umbral de Amplitud Constante de Fatiga

$(ADTT)_{SL} = p(ADTT)$

$(ADTT)_{SL}$ = Núm Camiones por día en un carril, prom en vida útil puente
 $(ADTT)$ = Núm Camiones por día en una direcc, prom en vida útil puente
 p = Núm Camiones por día en una direcc, prom en vida útil puente

$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)_n$

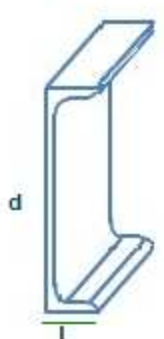
$\gamma = 1.5$ en E.L Fatiga I $\gamma = 0.75$ en E.L Fatiga II
 Δf = Rango de Esfuerzos por Camión de fatiga

Item	Concepto	Valor
M(LL+IM)fat	MomMáxFat.incluy.fdistr/m (m=1.2) (t-m)	21.01
Ssc_inf_1n	Módulo Secc Comp Inf, 1n (m3)	0.00693
M. E.L.Fat_1	MomMáx Est. Lim. Fatiga I (t-m)	31.52
Esf.Fat_1	EsfMáx Aleta Inf E,L.Fatiga I (kg/cm2)	455.02
M. E.L.Fat_2	MomMáx Est. Lim. Fatiga II (t-m)	15.76
Esf.Fat_2	EsfMáx Aleta Inf E,L.Fatiga II (kg/cm2)	227.51
ADTT(1)	Núm de camiones diarios. Caso 1	3000
ADTT(2)	Núm de camiones diarios. Caso 2	30
Ncarr	Núm de Carriles de Tráfico	2
p	Fracción de Tráfico de Cam en 1 carril	0.85
N(1)	Núm de Ciclos de rango de esf. Caso 1	69806250
N(2)	Núm de Ciclos de rango de esf. Caso 2	698062
Cat.Detall	Categ Detalle por Conector. 6.6.1.2.3.1	D
Const A	Constante A 6.6.1.2.3.1 (ksi)	2200000000
DeltaF(TH)	Umbral Efuerzos 6.6.1.2.3.1 (kg/cm2)	482
N(TH)	Límite Núm de Ciclos de Rango de Esf	6738693
EsfAct(C1)	Esf Actuante por Fatiga, Caso1 (kg/cm2)	455.02
ResNom(C1)	Resist Nom a Fatiga, Caso 1 (kg/cm2)	482
Verif.C1	455.02 <= 482	Cumple
EsfAct(C2)	Esf Actuante por Fatiga, Caso2 (kg/cm2)	227.51
ResNom(C2)	Resist Nom a Fatiga, Caso 2 (kg/cm2)	1026.3
Verif.C2	227.51 <= 1026.3	Cumple

Clase de Carretera

Interdepartam. Urbana

DEFINICIÓN DEL CONECTOR DE CORTANTE



Dimensiones (mm)

Altura d	150
Ancho Lc	200
Largo L	50
Espesor tf	8
Espesor tw	5

Diseño a Flexión

VIENTO EN LA ZONA DEL PUENTE

Tipo de Puente según Localización

Tipo de Sitio **Ciudad**

Velocidad Viento en Sitio del Puente

Vel V30 (km/h) **160**

Altura del Puente sobre el Niv Terreno

Altura z (m) **15**

Diseño a Flexión

Verificación del estado Limite de Resistencia

1. Verificación de si la Sección es Compacta

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.2.2-1)$$

D_{cp} = Profundidad del Alma en Comprs para el Momento Plástico

2. Requisitos de Ductilidad

$$D_p \leq 0.42D_t \quad (6.10.7.3-1)$$

D_p = Profundidad del Alma en Comprs para el Momento Plástico

D_t = Altura Total de la Sección Compuesta

3. Resistencia Nominal de la Sección a Flexión

Si $D_p \leq 0.10D_t \rightarrow M_n = M_p \quad (6.10.7.1.2-1 (2))$

Si $D_p > 0.10D_t \rightarrow M_n = M_p (1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t})$

M_n = Resistencia Nominal de una sección a la Flexión

M_p = Momento Plástico de la Sección Compuesta

4. Resistencia a Flexión en E.L. Resistencia I

$$M_u + \frac{f_t S_{xt}}{3} \leq \phi_f M_n \quad (6.10.7.1.1-1)$$

Si $D_p > 0.10D_t \rightarrow M_n = M_p (1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t}) \quad (6.10.7.1.2-2)$

f_t = Esfuerzo de Flexión Lateral de la Aleta (= 0, Pte Recto o Viga Int)

S_{xt} = Módulo Elástico de la Sección respecto al eje mayor para Aleta Inf

5. Resistencia a Flexión en E.L. Resistencia III y V

$$V_{DZ} = 2.5 V_o \frac{V_{30}}{V_B} \ln \frac{z}{z_o} \quad (3.8.1.1-1)$$

V_{DZ} = Velocidad de Viento de Diseño a la altura z (km/h)

V_{30} = Velocidad de Viento a 10 m sobre el nivel del terreno (km/h)

$V_o = 160$ (km/h)

V_B = Velocidad de Fricción (km/h)

Z_o = Longitud de fetch o campo de viento aguas arriba

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \text{ pero } W \text{ viento debe ser } \geq 4.5kN/m$$

$$W = \gamma \eta_i P_D d/2 \quad M_w = W L_B^2 / 10 \quad f_t = \frac{M_w}{t_f i b f_i^2 / 6}$$

$$f_{yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} : M_{AD} = S_{ST} \left(f_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right)$$

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

S_{NC} = Módulo Resistente de la Sección Simple

S_{ST} = Módulo Resistente de la Sección Compuesta Corta Duración

S_{LT} = Módulo Resistente de la Sección Compuesta Larga Duración

M_{D1} , M_{D2} , M_{AD} = Moms por cargas mayoradas aplicados a las secc corresp
My se tomará como el menor valor entre el calc para la aleta a comp y a tens

1. VERIFICACIÓN DE LA SECCION COMPACTA Y LA DUCTILIDAD		
Ítem	Concepto	Valor
Condición 1	$D/t_w \leq 150 \quad 56 / 1.3 = 43.2 \leq 150$	Cumple OK
Condición 2	$2D_{cp}/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_y} \quad 2x16 / 1.3 = 25.1 \leq 9$	Cumple OK
Condición 3	$F_y \leq 4840 \text{ kg/cm}^2 \quad 3450 \leq 4840$	Cumple OK
Ítem	Concepto	Valor
Dt	Altura Total de la Sección Compuesta	0.78
Dp	Distancia borde sup losa a ENP (sc)	0
Verificación	$D_p \leq 0.42D_t \quad 0 \leq 0.42 \times 0.78 = 0.33$	Cumple OK
2. RESISTENCIA NOMINAL DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN		
Ítem	Concepto	Valor
Mp	Momento Plástico de la Sección (t-m)	309.37
Condic. Dom	$D_p < 0.10D_t \rightarrow M_n = M_p$	
Mn	Momento Resistente Nominal, Mn (t-m)	309.37
3. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN EN ESTADO LÍM. RESISTENCIA I		
Ítem	Concepto	Valor
phi(f)	Factor de Resist para Flexión (6.5.4.2)	1
fi	$fi=0$ Puente no sesgado ni curvo	0
Mn	Momento Resistente Nominal de la Secc	309.37
Mu	$Mu = 1.25DC + 1.5DW + 1.75ML+i$ (t-m)	147.49
Verificación	$147.49 \leq 309.37$	Cumple OK
4a. CALCULO DE MOMENTOS Y ESFUERZOS POR VIENTO		
Ítem	Concepto	Valor
Vo	Velocidad de Fricción (3.8.1.1-1) (km/h)	19.3
Zo	Long de Fricción del Campo de Viento	2.5
V30	Vel. Viento a 10m sobre niv terr(km/h)	160
Vdz	Vel. del Viento Diseño a la alt Z(km/h)	160
PD	$PD = PB(V_{DZ}^2/25600)$ Pb=0.0024Mpa (t/m/m)	0.24
WS	C. Viento por ml ≥ 0.45 t/m	0.45
W	Fza Viento $W = PD D / 2$ (C4.6.2.7.1-1)t/m	0.14
Mw	$MWc. arr = W L_b^2 / 10$ (C4.6.2.7.1-2)t-m/m	0.49
fi	Esf fl por Viento en la Aleta Inf (t/m2)	959.21
4b. RESIST. A FLEXIÓN EN ESTADOS LÍM RESISTENCIA III y V		
Ítem	Concepto	Valor
fi(Res.V)	Esf. Mayorado fi x Viento E.L.R. V(.40 fi)(t/m2)	383.68
Límite flv	$fi(V) \leq 0.6F_y$	2070
Mu EL RIII	$Mu(R3) = 1.25(DC) + 1.5DW + 1.4WS$ (t-m)	35.5
Mu EL RV	$Mu(R5) = 1.25(DC) + 1.5DW + 1.35(LL+IM) + 1.4WS$	121.89
Mu Dom	Mu dominante (t-m)	121.89
MD1	M C. Muerta mayorada antes secc.comp (t-m)	21.44
MD2	M por resto de Carga Muerta (t-m)	6.29
M(AD)EL III	M adic oblig para causar fluenc alet EL. III	2890.69
M(AD)EL V	M adic oblig para causar fluenc aletas EL. V	201.89
M(AD)dom <	M adic Dominante (el menor)	201.89
MYT	$MD1 + MD2 + MAD(dom)$	229.62
S(XT)	$S(xt) = Myt / F_y$ (m3)	0.0067
Mu+1/3fi Sxt	$Mu + 1/3 fi Sxt$	122.74
Verificación	$122.74 \leq 309.37$	Cumple OK

Diseño a Cortante (6.10.9)

Diseño a Cortante (6.10.9)

Para el E.L Resistencia los paneles del alma deben cumplir con

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (6.10.9.1)$$

V_n = Res Nom a Cortante (almas rigidizadas o no) (6.10.9.2 6.10.9.3)

$$\phi_v = 1 \quad (6.5.4.2)$$

Verificación de si el alma de las vigas debe ser rigidizada

$$V_n = V_{Cr} = CV_p \quad (6.10.9.2-1)$$

C = Relac Res a Pandeo por Corte vs Res Min a la Fluencia por Corte Calculada según: 6.10.9.3.2-4 , 6.10.9.3.2-5 y 6.10.9.3.2-6

$$\text{Si } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C=1 \quad (6.10.9.2-4)$$

$$\text{Si } 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (6.10.9.2-5)$$

$$\text{Si } \frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \frac{Ek}{F_{yw}} \quad (6.10.9.2-6)$$

$$V_p = 0.58F_{yw} D t_w \quad (6.10.9.3.3-2)$$

$$V_{u(apoyo)} = 1.25R_{DCperm} + 1.5R_{rod} + 1.75R_{i+imp}$$

Ítem	Concepto	Valor
D	Altura del Alma de la Viga	562
tw	Espesor del Alma de la Viga	13
D / tw		43.23
Sqr(Ek/Fyw)		53.84
E	Mód Elástico del Acero (kg/cm2)	2000000
k	Coficiente Pandeo por Corte	5
Fyw	Lím Fluencia Acero Alma (kg/cm2)	3450
Phi(v)	Factor de Resist. para Cortante	1
Vp	Fuerza Cortante Plástica (t)	146.19
Chequeo1	43.23 <= 1.12 x 53.84 Sí	
Chequeo2	1.12x53.84 < 43.23 <= 1.4x53.84 No	
Chequeo3	43.23 > 1.40 x 53.84 No	
Ec dominante	6.10.9.3.2-4	
C	Rel.PandeoCort vs Res.MinFluencia	1
Vn	Res. Nominal a Corte del Alma (t)	146.19
Vu	Cortante Último Est.Lím.Resist I (t)	65.14
Verif.	65.14 < 146.19	Cumple Corte

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)

Separación de los Conectores de Cortante

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad (6.10.10.1.2-1)$$

n = Número de Conectores de Cortante en una sección transversal
 Z_r = Res a la Fatiga por Cortante de un Conector
 V_{sr}, V_{fat} = Rango de la Fuerza Cortante Horizontal para Fatiga

$$V_{fat} = \frac{V_f Q}{I} \quad Q = A_{losa,n} Y$$

Q = Mom de primer orden del área de la sección transf (corta duración)

Resistencia por Fatiga de un Conector Tipo Canal

$ADTT_{SL} \geq 1850$ cam/día $Z_r = 375W$ Comb . Fatiga I (6.10.10.2-3)
 $ADTT_{SL} < 1850$ cam/día $Z_r = BW$ Comb . Fatiga II
 $B = 1673 - 192.9 \log N$ (6.10.10.2-4) (6.10.10.2-5)

Reemplazando, $p \leq \frac{nZ_r I}{V_f Q}$

V_f = Rango de la Fuerza Cortante bajo C Viva Fatiga

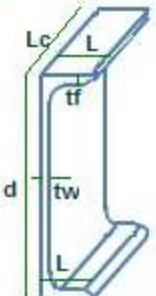
Item	Concepto	Valor
Alosa,1n	Área Transf Losa. Corto Plazo (1n), m2	0.045
Brazo Y	Brazo al Eje Neutro Secc Comp, m	0.13
Q	Mom 1er orden del Area Transf, m3	0.0059
ADTT_C1	Núm Camiones al día en 1 carr. Caso 1	3000
Cam.Fatiga	Tipo Camión de Fatiga que aplica	1
Zr	Resist a Fatiga de 1 conector.Caso1 (t)	7.5
ADTT_C2	Núm Camiones al día en 1 carr. Caso 1	30
Cam.Fatiga	Tipo Camión de Fatiga que aplica	2
Zr	Resist a Fatiga de 1 conector.Caso2 (t)	10.91
Zr_domina	Res.Fatiga de 1 conector Dominante (t)	7.5
mg(1c,vi)	Fact Distr V 1Carr int / m (m=1.2)	0.55
FactCalcSep	Factor para Cálculo Sep en función Capacidad	4.97 / Vf

SEPARACIÓN DE CONECTORES CORTANTE (Octavos de Luz)

x (m)	V+(LL+IM)	V-(LL+IM)	Rango V (t)	Separac. p (m)
0	18.48	0	18.48	0.27
1.438	14.68	-1.9	16.58	0.3
2.875	11.38	-3.8	15.18	0.33
4.312	9.49	-5.69	15.18	0.33
5.75	7.59	-7.59	15.18	0.33

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)
GEOMETRIA DEL CONECTOR DE CORTANTE ADOPTADO



Dimensiones (mm)	
Altura d	150
Ancho Lc	200
Largo L	50
Espesor tf	8
Espesor tw	5

Resistencia al cortante de un conector de cortante (6.10.10.4) Estado Límite de Resistencia I

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (6.10.10.4.1-1)$$

$\phi_{sc} = 0.85$: Q_n = Res Nom al Corte de 1 conector

$$Q_n = 0.30 (t_f + 0.50t_w) L_c \sqrt{E_c f'_c}$$

Fuerza Cortante Total Nominal de los Conectores de cortante (6.10.10.4.2)

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} \quad (6.10.10.4.2-1)$$

$F_p = 0$ para puentes rectos

P = F. Cortante Total Nominal en la semiluz (CV)
 P_p = F. Long Total en la Losa en el pto de máx mom (CV) positivo. Se tomará el menor de:

$$P_{1p} = 0.85 f'_c b_s t_s \quad (6.10.10.4.2-2)$$

$$P_{2p} = f_{yw} D t_w + f_{yt} b_{ft} t_{ft} + f_{yc} b_{fc} t_{fc} \quad (6.10.10.4.2-3)$$

$n = P/Q_r$, n = Núm. Mín Conect en semiluz (6.10.10.3-1)

Resistencia al Cortante de un Conector, Número Total Requerido

Item	Concepto	Valor
tf	Espesor de la aleta de la canal (mm)	8
tw	Espesor del alma de la canal (mm)	5
Lc	Longitud de la canal (mm)	200
f _c	Resistencia del Concreto (kg/cm ²)	280
E _c	Módulo Elasticidad del Concreto (kg/cm ²)	253992
Q _n	Resist Nominal a Corte de un Conector (t)	53.13
phi(sc)	Factor de Resist para Conectores de Corte	0.85
Q _r	Resist a Corte mayorada de un conector (t)	45.16
P(1p)	Fza Long Opcion 1. 6.10.10.4.2-2 (t)	856.8
P(2p)	Fza Long Opcion 2. 6.10.10.4.2-3 (t)	776.46
P(dom)	Fza Long Dominante (t)	776.46
n	Núm. Mín. de Conectores en la Semiluz	17
n(tot)	Núm. Mín. de Conectores en toda la Viga	34

Diseño de Rigidizadores en los Apoyos

Diseño de Rigidizadores en los Apoyos

$$b_l \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad \frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

Esbeltez (6.10.11.3.2-1) Esbeltez (6.9.4.2.1-1)

$b_l = b =$ Ancho del Rigidizador
 $t_s = t =$ Espesor del Rigidizador $K=0.45$
 Resistencia al aplastamiento factorada
 $(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n$ (6.10.11.2.3-1)
 $(R_{sb})_n = 1.4 A_{pn} F_{ys}$ (6.10.11.2.3-1) $\phi_b = 1$
 A_{pn} = Área circunscrita del Rigidizador dentro del alma y las aletas de la viga
 Resistencia nominal equivalente a la fluencia
 $P_o = Q F_{ys} A_g$ (6.9.4.1.1) $Q=1$
 Si $\frac{P_e}{P_o} \geq 0.44 \rightarrow P_n = [0.658 \frac{P_o}{P_e}] P_o$ (6.9.4.1.1-1)
 Si $\frac{P_e}{P_o} < 0.44 \rightarrow P_n = 0.877 P_o$ (6.9.4.1.1-2)
 A_{pn} = Área de la cruz «columna» = $2 \times 9 \times t_w \times t_w + 2 \times t_{rig} \times b_{rig}$
 Inercia rig. resp a eje por el alma = $b_{rig} \times (2b_{rig} + t_w)^3 / 12$
 Radio de Giro $r = \sqrt{\frac{I}{A_{pn}}}$ $\frac{KL}{r} = \frac{0.75D}{r}$
 Carga Crítica de Pandeo Elástico por Flexión
 $P_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{KL}{r})^2} A_g$ (6.9.4.1.1-2)
 Resistencia de Diseño a Compresión de los Rigidizadores
 $P_r = \phi_c P_n$ (6.9.4.1.1-2) $\phi_c = 0.9$

Ítem	Concepto	Valor
bl(ap)	Ancho del Rigidizador (mm)	170
ts(ap)	Espesor Rigidizador (mm)	15
Alt Aleta	Altura de la Aleta, D (mm)	1
Fys	Límite Fluencia Acero Rigidiz. (kg/cm2)	2500
Ch Esbelt 1	Cond1 $b_l \leq 0.48 t_s \sqrt{E/F_{ys}}$ (6.10.11.3.2-1)	17 <= 20.4 Ok
Ch Esbelt 2	Cond2 $b/t_s \leq k \sqrt{E/F_{ys}}$ (6.9.4.2.1-1)	11.3 <= 12.7 Ok
Apn	Área circuns.rigid.dentro alma y aletas (m2)	0.0081
(Rsb)n	Resist Diseño a Aplastamiento Rig.Apoyo (t)	284.97
(Rsb)r	Res. Mayorada a Aplastam. Rigidiz Apoyo(t)	284.97
Vu	Cortante sobre el Apoyo (E.Lim Res I)(t)	65.1
(Rsb)r vs Vu	Chequeo Vu vs Aplastam Mayorado Rigid(t)	285 >= 65.1 Ok
I	Mom Inercia Rigidizadores al Eje Alma (cm4)	5498.4
r	Radio de Giro de los Rigidizadores (cm)	8.22
KL/r = .75D/r	Cálculo y Chequeo Relac Esbeltez Rigidiz.	5.13
Pe	C.Crítica de Pandeo Elást Flexión Rig.(t)	61089.7
Po	Resist.Nominal Equival.a la Fluencia (t)	203.55
Pn	Resist. Nominal a Compr. del Rigidiz (t)	203.27
Pr	Resist. de Diseño a Compr del Rigidiz (t)	182.9
Verif.	Verif. Cortante vs Res a Compr (t)	182.9 >= 65.1 Ok

Diseño de Rigidizadores en la Luz

Diseño de Rigidizadores en la Luz

Ancho saliente bt del Rigidizador

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} \quad (6.10.11.1.2-1)$$

b_t = Ancho saliente Rigidizador (mm)
 D = Altura de la Aleta (mm)

Verificación Dimensional

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad (6.10.11.1.2-2)$$

b_f = Ancho Aleta Superior (mm) t_p = Espesor del Rigidizador (mm)

$$I_t = \frac{t_p(t_w + 2 \times b_t)^3}{12} \quad (\text{rigidiz en pares})$$

$$I_t \geq I_{t1} \quad (6.10.11.1.3-3) \quad I_t \geq I_{t2} \quad (6.10.11.1.3-4)$$

$$I_{t1} \geq b t_w^3 \quad I_{t2} \geq \frac{D^4 p_t^{1.5}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5}$$

b = El menor entre d_o y D p_t = Parámetro de Rigidez Flexional de un rigidiz
 p_t = El mayor valor entre $\frac{F_{yw}}{F_{crs}}$ y 1 F_{crs} = Esf Pandeo local rigidiz
 d_o = Menor dist entre paneles adyacentes

$$J \geq \frac{2.5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (6.10.11.1.3-5)$$

$$F_{crs} = \frac{0.21E}{\left(\frac{b}{t_p}\right)^2} \leq F_{ys} \quad (6.10.11.1.3-6)$$

Ítem	Concepto	Valor
D	Altura Aleta del Rigidizador (mm)	562
bt	Ancho saliente de una Aleta (mm)	170
tp	Espesor de la Aleta (mm)	15
bf	Ancho del Patín Sup de la Viga (mm)	400
Verif.Geom1	$bt(mm) \geq 50 + D / 30$; D(mm)	170 \geq 68.7 OK
Verif.Geom2	$bt \leq 16 tp$	170 \leq 240 OK
Verif.Geom3	$bt \geq bf / 4$	170 \geq 100 OK
b	Ancho Total Aleta(s) (mm)	353
do	Menor distancia entre paneles adyacent. (cm)	100
pt	Mayor valor entre F_{yw}/F_{crs} y 1	1
Fyw	Límite de Fluencia Acero Alma (kg/cm ²)	3450
Fcrs	Esf de Pandeo Local para Rigidiz (kg/cm ²)	2500
J	Parámetro de Rigidez Flexional del rigidiz.	0.5
It	Mom. Inercia (2 Aletas) al eje del Alma (cm ⁴)	5498.37
It1	Mom de Inercia Límite(1) Aletas (cm ⁴)	25.5
It2	Mom de Inercia Límite(2) Aletas (cm ⁴)	17.87
Verif.Inerc	Verificación Inercia del Rigidizador	5498 \geq 26 OK
Vn	Resist al Cortante del Rigidizador (t)	0
Vu	Fuerza Cortante actuante (E.L.R I) (t)	65.14
Verif V	Verificación Vn vs Vu	0 < 65 Insuf

RIGIDIZADORES :DIMENSIONES Y RESISTENCIA

RIGIDIZADORES :DIMENSIONES Y RESISTENCIA	
En Apoyos	
Ancho bl (mm)	170
Espesor ts (mm)	15
En la Luz	
Ancho bl (mm)	170
Espesor ts (mm)	15
Altura Aleta D (mm)	562
Esfuerzo MÍN de Fluencia	
Lím Flue Fys (kg/cm ²)	2500

400

bl
170

15

400

En Apoyos

bl
170

D
562

En la Luz

Diseño de los Arriostramientos Intermedios

Diseño de los Arriostramientos Intermedios

$$W = \frac{n_i \gamma P_D d}{2} \quad (C4.6.2.7.1-1)$$

W = Fuerza de Viento mayorada por u. de long
 P_D = Presión Horizontal de Viento
 d = Profundidad del elemento

$$P_u = 1.4 W L_b \quad (E.L.R. III)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{(KL)^2} A_g \quad (6.9.4.1.2-1)$$

P_e = Carga Crítica de Pandeo Elástica L = Separación entre ejes de Vigas
 r_g = Radio de Giro $K = 0.75$ A_g = Área de la Sección del Arriostram.

$$P_e = Q F_{ys} A_g \quad (6.9.4.1.1)$$

Si $\frac{P_e}{P_o} \geq 0.44 \rightarrow P_n = (0.658 \frac{P_o}{P_e}) P_o \quad (6.9.4.1.1-1)$

Si $\frac{P_e}{P_o} < 0.44 \rightarrow P_n = 0.877 P_e \quad (6.9.4.1.1-2)$

Ítem	Concepto	Valor
L(b)	Separación Máxima entre Arriostramientos (m)	6
Lx	Long del Arriostram. (Sep. Ejes Vigas) (m)	2
Ag	Área de Sección del Arriostramiento (mm ²)	3929
Iyy	Inercia de la Secc.Arriostr al Ele yy (mm ⁴)	1614978
rx	Radio de Giro de la Sección del Arriost (mm)	20
d	Altura Total de la Viga (mm)	600
Fys	Lím Fluencia Acero del Arriostram. (kg/cm ²)	2500
KLx/rx	Relación de Esbeltez	74.000986679822
Verif Esbelt	Chequeo Relac. esbeltez vs Límite Esbeltez	74 < 140 OK
Pe	Carga Crítica de Pandeo Elástico (t)	141.6
Po	Res. Nominal Equivalente a la Fluencia (t)	98.2
Pe/Po	Relación (6.9.4.1)	1.442
Pn	Resist Nominal a la Compresión (t)	73.5
Pu	Fuerza de Compresión sobre la Canal (t)	1.1
Verif P	Verificación Pn vs Pu	73.5 >= 1.1 OK

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PERFIL ADOPTADO COMO ARRIOSTRAMIENTO

- Canal de la Base Datos
- Propiedades Ingesadas por Usuario

Canales ASTM A36

C 12 x 20.7

Prop Mecánicas de la Sección

Altura (mm)	304.8	▼
Área (mm ²)	3929.02	▼
Inercia Iyy (mm ⁴)	1614978	▼
Radio de Giro rx (mm)	20.27	▼

Esfuerzo Mínimo de Fluencia

Fy Arriostr (kg/cm ²)	2500	▼
-----------------------------------	-------------	---

Deflexiones en el C.L

Deflexión en el C.L. por:

Cargas **Permanentes** sobre la Sección **Simple**

$$\delta_{DC} = \frac{5DCL^4}{384EI}$$

DC = Cargas DC Permanentes (t/m)

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I=I_{xx}$ = Mom de Inercia Secc Simple

Deflexión en el C.L. por:

Cargas **Sobreimpuesta** sobre la Sección **Compuesta**

$$\delta_{DC} = \frac{5DCL^4}{384EI} \quad (\text{larga duración})$$

DC = Cargas DC Sobreimpuestas (t/m)

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I=I_{xx}$ = Mom de Inercia Secc Compuesta

Deflexión en el C.L. por:

Carga **Viva (Carril de Diseño)** sobre la Sección **Compuesta**

$$\delta_{DC} = \frac{5CDL^4}{384EI} \quad (\text{corta duración})$$

CD = Carril de Diseño = 1.03 t/m

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I=I_{xx}$ = Mom de Inercia Secc Compuesta

Deflexión en el C.L. por:

Carga **Viva (Camión de Diseño)** sobre la Sección **Compuesta**

Línea de Influencia de la Deflexión en el C.L.

$$Y = \frac{X}{48EI} (3L^2 - 4X^2) \quad (\text{corta duración})$$

CMD = Camión de Diseño = 36 t (3 ejes)

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I=I_{xx}$ = Mom Inercia Secc Compuesta

Deflexiones en el C.L por Cargas DC y por el Carril de Diseño

Ítem	Concepto	Valor
L	Luz de la Viga entre ejes de apoyos (m)	11.5
E	Módulo Elástico del Acero (kg/cm ²)	2000000
I(ss)	Momento de Inercia Sección Simple (cm ⁴)	147548.5
I(sc)(1n)	Mom. Inercia Secc Compuesta (Corta Dur) (cm ⁴)	387889.1
I(sc)(3n)	Mom. Inercia Secc Compuesta (Larga Dur) (cm ⁴)	288503.1
C.DC Perm	Carga DC permanente (t/m)	1.297
C.DC Sobr	Carga DC sobreimpuesta (t/m)	0.381
C Carril Dis	Carga Viva por Carril de Diseño (t/m)	1.03
Deflx DCperm	Deflexión C.L. por Carga DC permanente (cm)	1.001
Deflx DCsobr	Deflexión C.L. por C DC sobreimpuesta (cm)	0.15
Deflx CarrDis	Deflexión C.L. por Carril de Diseño (cm)	0.302

Deflexiones en el C.L por el Camión de Diseño

Carga (t)	Posic Carga (m)	Deflexión L.I.(cm)	Deflexión (cm)
16	1.45	0.015	0.242
16	5.75	0.041	0.653
4	10.05	-0.002	-0.008
			Defl Tot = 0.888
			Fact. Dist = 0.609
			Ampl Dinám = 1.33
			Defl. Cam = 0.719

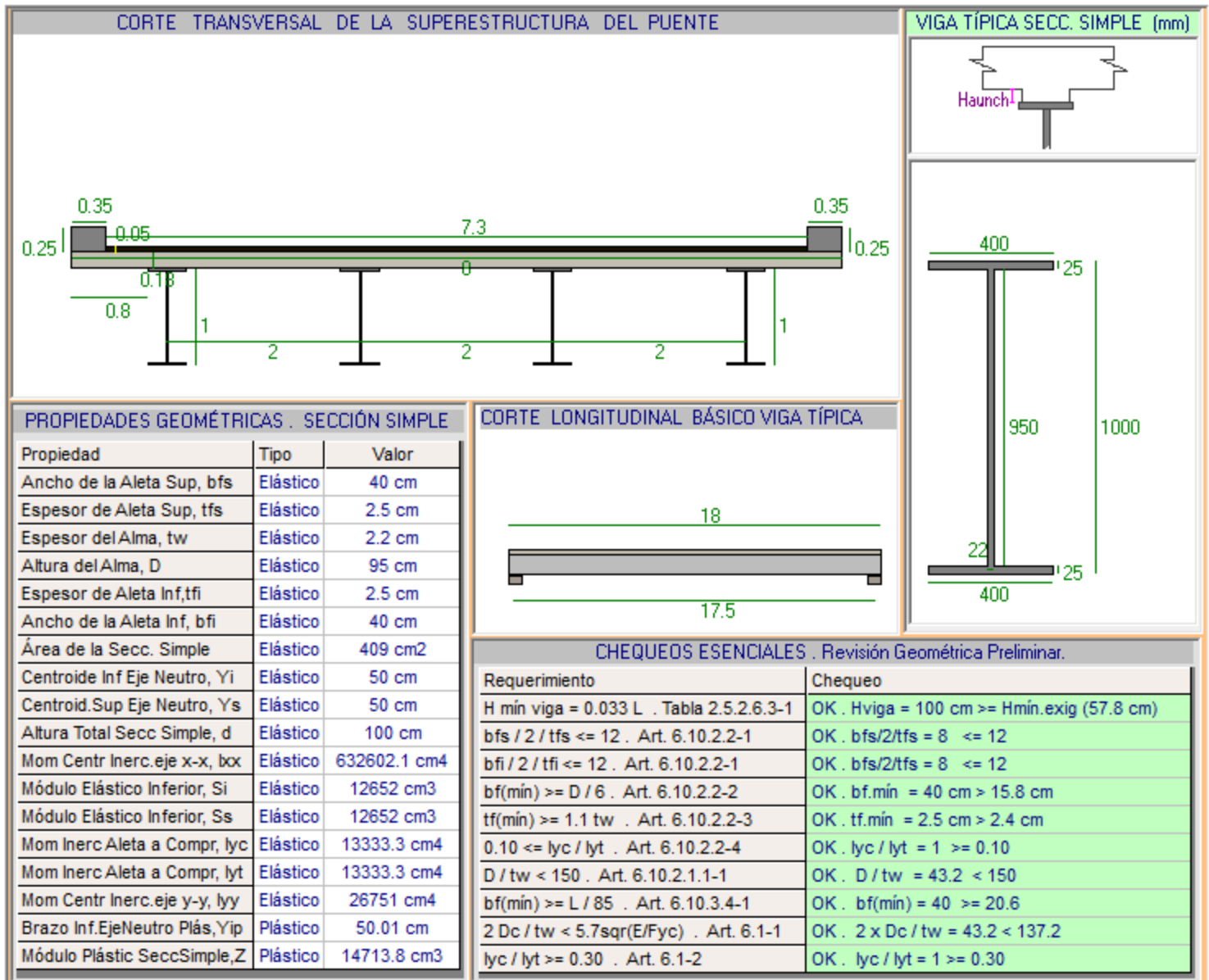
Control de las Deflexiones por la Carga Viva

Ítem	Concepto	Valor
DefCam	Deflexión C.Luz por Camión de Diseño (cm)	0.719
D0.25(Cam+Carr)	0.25 x (Defl Cam Dis, + Defl Carr Dis.) (cm)	0.255
DefDom	Deflexión Dominante (cm)	0.719
DefLim	Deflexión Límite (L/800: 2.5.2.6.2) (cm)	1.438
Verif.	0.719 < 1.438	Cumple OK

DATOS DE LA GEOMETRIA

GEOMETRÍA DE LA SUPERESTRUCTURA	
DIMENSIONES DEL TABLERO	
Long Total de Tablero (Ltot) (m)	18
Luz de Cálculo Lejes (m)	17.5
Ancho Libre de Calzada (m)	7.3
Separac. entre ejes de vigas (m)	2
Número de Vigas	4
Longitud del Bordillo (m)	0.35
Altura del Bordillo (m)	0.25
Espesor de la Losa, ts (m)	0.18
Espesor Capa Rodadura (m)	0.05
Altura de Haunch o Chaffán (cm)	0
Ancho Aprox. del Haunch (cm)	40
DIMENSIONES DE LA VIGA TIPO	
Ancho Patín Superior bfs (mm)	400
Espesor Patín Superior tfs (mm)	25
Espesor del Alma, tw (mm)	22
Altura del Alma, D (mm)	950
Ancho Patín Inferior bfi (mm)	400
Espesor Patín Inferior tfi (mm)	25
CONSTANTES DE DISEÑO	
F'c del Concreto (kg/cm ²)	280
Fy del Acero Vigas (kg/cm ²)	3450
Fy Acero Armad. Losa (kg/cm ²)	4200
Recubrim Centroid d' Losa (cm)	5
Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
CARGAS PERMANENTES Y SOBREIMP.	
Carga de cada Baranda (t/m)	0.15
C. por Personal y Equipo (t/m ²)	0.08
Sobreespesor equiv de losa (cm)	2
ARRIOSTRAMIENTO TRANSVERSAL	
Sep. Máx a ejes de Riostras (m)	6

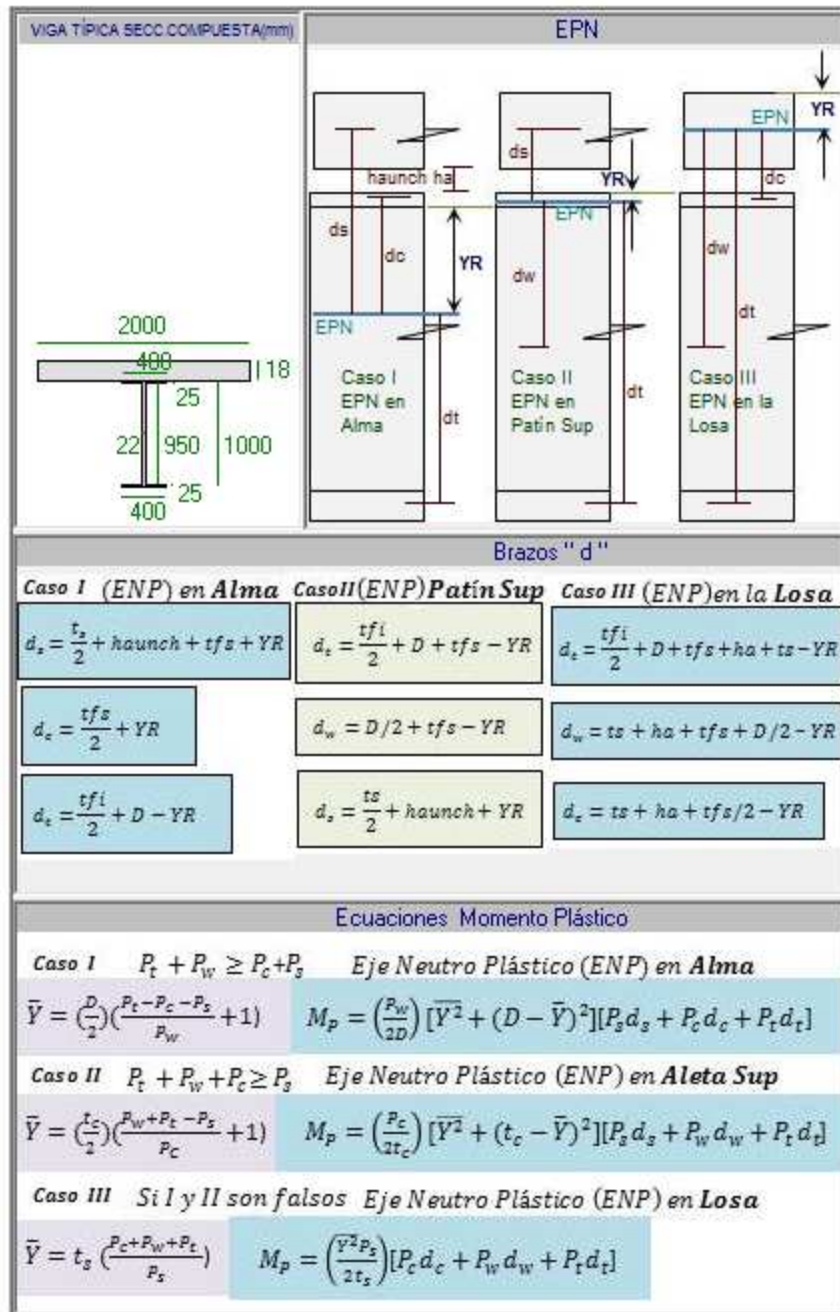
GEOMETRIA Y CHEQUEO INICIAL DE LA VIGA TIPO



VIGA INTERIOR

VIGA INTERIOR		MÓDULO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN SIMPLE	
DETALLE ANÁLISIS DE CARGAS PERMANENTES		Propiedad	Valor
Ítem	Cálculo detallado de las Cargas	Ancho de la Aleta Sup, bfs	40 cm
Ancho Aferente Losa	$8 / 4 = 2 \text{ m}$	Espesor de Aleta Sup, tfs	2.5 cm
C. por P.P. de Losa	$(0.18 + 0.02) \times 2.4 \times 2 = 0.96 \text{ t/m}$	Altura del Alma, D	95 cm
Carga por P.P. Viga	$0.0409 \times 7.86 = 0.321 \text{ t/m}$	Espesor del Alma, tw	2.2 cm
C.Equipos y Personal	$0.08 \times 2 = 0.16 \text{ t/m}$	Ancho de la Aleta Inf, bfi	40 cm
Carga Peso Chaflán	$0 \times 0.4 \times 2.4 = 0 \text{ t/m}$	Espesor de Aleta Inf, tfi	2.5 cm
Total de Cargas	1.441 t/m	Altura Total de la Viga, d	100 cm
DETALLE ANÁLISIS CARGAS SOBREPUESTAS		Brazo Inf. Eje Neutro Plástico, Ypi	50 cm
Ítem	Cálculo Detallado de las Cargas	Brazo Sup. Eje Neutro Plástico, Yps	50 cm
C.Rodadura:Ancho A	$7.3 / 4 = 1.825 \text{ m}$	Área de Compresión	204.5 cm ²
C.Rodadura: Cargas	$0.05 \times 2.2 \times 1.825 = 0.201 \text{ t/m}$	Área de Tracción	204.5 cm ²
Bordillos	$0.35 \times 0.25 \times 2.4 * 2 / 4 = 0.105 \text{ t/m}$	Módulo Plástico Secc. Simple	14713.8 cm ³
Barandas	$0.15 \times 2 / 4 = 0.075 \text{ t/m}$	Cálculo Momento Plástico	
CONDICIONES DE DISEÑO SEGÚN NORMA		Ítem	Valor
Ítem	Criterio o Condición	Ps	Ps = 856.8 t
Factores de Resist.	Indicados en Art 6.5.4.2	Pc	Pc = 345 t
Modificad. de Carga	nD = nR = nI = 1 (Art. 1.3.2)	Pw	Pw = 721.05 t
Fact Carga y Combin.	Indicados en Tabla 3.4.1-1	Pt	Pt = 345 t
Est.Límites Analizados		Caso que domina	Caso II
Estado Lím. Servicio I	$U = 1.0[DC+DW+(LL+IM)]$	Posición Eje Neutro Plástico (ENP)	ENP Cae en Aleta Sup de la V
Estado Lím. Servic. II	$U = 1.0[DC+DW+1.30(LL+IM)]$	ds	ds = 0.11 m
Estado Lím Resist. I	$U = 1.0[1.25DC+1.5DW+1.75(LL+IM)]$	dw	dw = 0.48 m
Estado Lím Resist. IV	$U = 1.0[1.5DC]$	dt	dt = 0.97 m
Estado Lím Fatiga I	$U = 1.0[1.5(LL+IM)]$	YR(ref.al niv.sup elem donde cae EPN)	YR = 0.02 m
Estado Lím Fatiga II	$U = 1.0[0.75(LL+IM)]$	Momento Plástico, Mp	Mp = 777.07 t-m
Carga de Viento WS	Se aplica solo a la Viga Exterior	Simbología	
Número Carriles	2	Ítem	Concepto
Fact Presenc Múltiple	1	Fza.Plás. por la Losa, Ps	$Ps = 0.85(f'c)(b')(\text{esp.losa})$
Amplif Dinámica IM	1.15 (E.L. Fatiga) 1.33 (demás E.L.)	Fza.Plás. por el Patín Sup,Pc	$Pc = (fy)(bfs)(tfs)$
Fact Distr CV	Según Tablas 4.6.2.2.2b (3a-1)	Fza.Plás. por el Alma,Pw	$Pw = (fy)(tw)(D)$
		Fza.Plás. por el Patín Inf,Pt	$Pt = (fy)(bfi)(tfi)$
		ENP	Eje Neutro Plástico
		ds	Dist ENP a línea media del esp losa
		dc	Dist ENP a línea media esp patín sup
		dw	Dist ENP a mitad de la prof del alma
		dt	Dist ENP a línea media esp patín inf
		Momento Plástico, Mp	Momento de las F plásticas al ENP
		Fza.Plás. = Fuerza Plástica	

Puentes en Vigas Metálicas



FACTORES DE DISTR DE MOMENTOS

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. >= 4 vigas

1 carril cargado

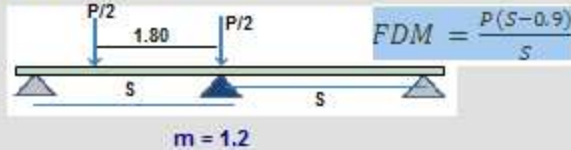
$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

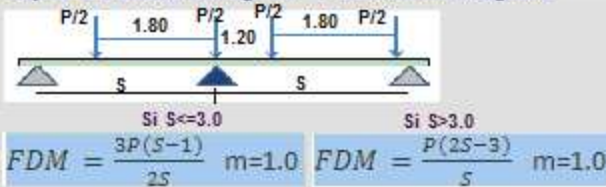
$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas

Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	17.5 m
FDM directo (1 carr carg)	0.463
FDM directo (>=2 carriles carg)	0.619
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.619

FACTORES DE DISTR DE CORTANTES

FD Momentos CV, FDM Vigas EXTERIORES

LEY DE LA PALANCA 1 carril carg >= 3 vigas

$$FDM_{viga_{ext}}(1carrilc) = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

$$g = \left(0.77 + \frac{d_e}{2800}\right) g_{int}; \quad d_e = lvol_{ejes} - l_{bord}$$

LEY DE LA PALANCA 2 ó más carriles cargados . 3 vigas

Caso A . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 < Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{1.5P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 2.20)}{S} \quad m = 1.0$$

Caso B . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 \geq Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

Chequeo de FDM

considerando
Losa Rígida.
Art 4.6.2.2d

$$= \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}}{\Sigma x^2} \Sigma e$$

R: FDM NL: # Carriles
Carg Nb: # Vigas Xext:
Dist CG tablero a vigaext
x: Dist CG tablero a c/viga
e: exo carga a CG tablero

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	17.5 m
Parámetro de Rigidez Longitudinal, Kg	0.16451 m4
Fac Dist Mom, FDM LPalanc incluy m (1 carr carg)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	1.002
Fact Distr FDMint, gint	0.619
Factor Distrib Mom, FDM (g) (2 carriles carg)	0.62
Fact Distr de Mom, (2 carr carg) por Ley Palanca	-
Fact Dist Mom,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Mom,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Mom, FDM dominante	0.695

Puentes en Vigas Metálicas

FACTORES DE DISTR DE MOMENTOS

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Interiores

4 ó más vigas

$$FDV = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

1 carril cargado

$$FDV = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$$

2 ó más carriles cargados

3 vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDV_{int}(1c) = FDM_{int}(1c)$

2 Carriles Cargados

Ley de la Palanca $FDV_{int}(2c) = FDM_{int}(2c)$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	17.5 m
FDV directo (1 carr carg)	0.623
FDV directo (>=2 carriles carg)	0.721
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDV, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Cort,FDV dominante absoluto	0.721

FACTORES DE DISTR DE CORTANTES

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Exteriores

4 ó más vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDV_{ext}(1c) = FDM_{ext}(1c)$

2 Carriles Cargados

$g = (e)g[int] = (e)FDV[int]$ $e = 0.6 + de / 3.0$
 $de = Lvol(eje)-Lbor$

3 vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDV_{ext}(1c) = FDM_{ext}(1c)$

2 Carriles Cargados

Ley de la Palanca $FDV_{ext}(2c) = FDM_{ext}(2c)$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	17.5 m
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	0.817 m
Factor Distr a Cortante int, g(int)	0.721
Fact Distr Cor, FDVext (2 carriles carg)	0.589
Fact Distr Cort, FDVext(2 carr carg) Ley Palanca	-
Fact Dist Cor,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Cor,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Cort, FDV dominante	0.695

ANÁLISIS DE LA VIGA . MOMENTOS		
Momentos Máximos por Carga Muerta . Sección SIMPLE . Cálculo Detallado		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
Momento por Cargas Permanentes DC1	$1.441 \times 17.5^2 / 8$	55.18 t-m
Momento por Bordillos DC2	$0.105 \times 17.5^2 / 8$	4.02 t-m
Momento por Barandas DC3	$0.075 \times 17.5^2 / 8$	2.87 t-m
Momento por Capa Rodadura DW	$0.201 \times 17.5^2 / 8$	7.68 t-m

Ecuación del Momento Máx por (Camión Diseño x IMP + Carril de Diseño)

$$M_{\max(LL+IM)} = 1.33 \left[\frac{360 \left(\frac{L}{2} + 0.717 \right)^2}{L} - 688 \right] + \frac{10.3L^2}{8} \quad \text{Ecuac 1}$$

Ecuación del Momento Máx por (Tándem Diseño x IMP + Carril de Diseño)


$$M_{\max(LL+IM)} = 1.33 \left[\frac{250 \left(\frac{L}{2} + 0.30 \right)^2}{L} - 150 \right] + \frac{10.3L^2}{8} \quad \text{Ecuac 2}$$

Ecuación del Momento Máx por Fatiga con Imp del 15%

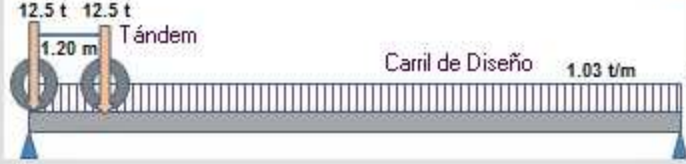
$$M_{BFat \max(LL+IM)} = 1.15 \left[\frac{360 \left(\frac{L}{2} + 1.76 \right)^2}{L} - 1440 \right] \quad \text{Ecuac 3}$$

Momentos Mayorados. Sección Simple y Sección Compuesta. Tabla 3.4.1.1		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
MomMáx Cam+Imp+CarrDis	Ecuac 1	197.08 t-m
MomMáx Tánd+Imp+CarDis	Ecuac 2	178.67 t-m
Mom.MáxCarr.Dominante	Domina el Camión	197.08 t-m
Fact de Distr mg Flex		0.619
Mom.Viga C.Viv+Imp Dom	197.08×0.619	121.97 t-m
Mu E.L. Res. I Secc Comp	$1.25(55.18+4.02+2.87)+1.5 \times 7.68+1.75 \times 121.97$	302.56 t-m
Mu E.L. Res IV SeccSimple	1.5×55.18	82.77 t-m
Mu E.L. Serv I Secc. Comp	$(55.18 + 4.02 + 2.87) + 7.68 + 121.97$	191.73 t-m
Mu E.L. Serv II SeccComp	$(55.18 + 4.02 + 2.87) + 7.68 + 1.3 \times 121.97$	228.32 t-m
FDistr Flex 1 carr cargad	(incluye m= 1.20)	0.66
Mom Fatiga, incluy 15%IM	$M \text{ fat}(Ec 3) \times fddm / m = 97.67 \times 0.66 / 1.2$	53.72 t-m
Mu E.L. Fatig I SeccComp	1.5×53.72	80.58 t-m
Mu E.L. Fatig II SeccComp	0.75×53.72	40.29 t-m

ANÁLISIS DE LA VIGA . CORTANTES		
Cortantes Máximos por Carga Muerta . Sección SIMPLE . Cálculo Detallado		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
Cortante por Cargas Permanentes DC1	$1.441 \times 17.5 / 2$	12.61 t
Cortante por Bordillos DC2	$0.105 \times 17.5 / 2$	0.92 t
Cortante por Barandas DC3	$0.075 \times 17.5 / 2$	0.66 t
Cortante por Capa Rodadura DW	$0.201 \times 17.5 / 2$	1.76 t



Caso de Carga 1



Caso de Carga 2

Cortantes Mayorados. Sección Simple y Sección Compuesta. Tabla 3.4.1.1		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
ReaccMáx Cam+Imp+CarrD	Caso de Carga 1	49.05 t
ReaccMáx Tánd+Imp+CarD	Caso de Carga 2	41.12 t
Reacc.MáxCarr.Dominante	Domina el Camión	49.05 t
Fact de Distr Cort		0.721
Reacc.Viga C.Viv+Imp Dom	49.05×0.721	35.35 t
Ru E.L. Res. I Secc Comp	$1.25(12.61+0.92+0.66)+1.5 \times 1.76+1.75 \times 35.35$	82.22 t
Ru E.L. Res IV SeccSimple	1.5×12.61	18.92 t
Ru E.L. Serv I Secc. Comp	$(12.61 + 0.92 + 0.66) + 1.76 + 35.35$	51.29 t
Ru E.L. Serv II SeccComp	$(12.61 + 0.92 + 0.66) + 1.76 + 1.3 \times 35.35$	61.89 t

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE CONSTRUCTIBILIDAD		
Verificación de la Res.Nominal de Aleta INF con Arriostram. Discreto		
$f_{bu} + f_i \leq \phi_f R_h F_{yt}$		6.10.3.2.1-1
Item	Concepto	Valor
Rh	F. Híbridez. Secc Homog.= 1 (6.10.1.10.1)	1
Phi f	F. Resist para Solic por Flex = 1 (6.5.4.2)	1
f(i)	Esf por Solicitac Hor Viga.Viga Int =0	0
f _{bu}	Esfzo en Aleta Inf E.L.IV = 1.5 M / Sb	654.2 kg/cm ²
f _{nc}	Fnc = (Rh)(Fyt)	3450 kg/cm ²
Chequeo	654.2 <= 3450	OK Cumple
Verificación de la Res.Nominal de Aleta SUP con Arriostr. Discreto		
$f_{bu} + f_i \leq \phi_f R_h F_{yt}$		6.10.3.2.1-1
Item	Concepto	Valor
Rh	F. Híbridez. Secc Homog.= 1 (6.10.1.10.1)	1
Phi f	F. Resist para Solic por Flex = 1 (6.5.4.2)	1
f(i)	Esf por Solicitac Hor Viga.Viga Int =0	0
f _{bu}	Esfzo en Aleta Sup E.L.IV = 1.5 M / St	654.2 kg/cm ²
f _{nc}	Fnc = (Rh)(Fyt)	3450 kg/cm ²
Chequeo	654.2 <= 3450	OK Cumple

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE CONSTRUCTIBILIDAD

Verificación de la Aleta Superior al Pandeo Local (6.10.8.2.2)

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad \text{Rel. Esbeltez Aleta Sup (6.10.8.2.2-3)}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad \text{Rel. Límite Esbeltez Aleta Sup (6.10.8.2.2-4)}$$

Compacta

$$\lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad \text{Rel. Límite Esbeltez Aleta Sup (6.10.8.2.2-4)}$$

No Comp.

$$\text{Si } \lambda_f \leq \lambda_{pf} \quad F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{Res. al Pandeo Local (6.10.8.2.2-1)}$$

$$\text{Si } \lambda_f > \lambda_{pf} \quad F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (6.10.8.2.2-2) \quad R_b = 1 \quad R_h = 1$$

$$f_{bu} + \frac{f_l}{3} \leq \phi F_{nc} \quad (6.10.8.1.1-1)$$

Ítem	Concepto	Valor
Lambda(f)	Ec (6.10.8.2.2-3)	8
Lambda(pf)	Ec (6.10.8.2.2-4) Aleta Compacta	9.1
Lambda(rf)	Ec (6.10.8.2.2-5) Aleta No Compacta	16.1
Verific.	8 <= 9.1 Aplica Fnc según Ec 6.10.8.2.2-1	
Fnc		3450 kg/cm2
f _{bu}		654.2 kg/cm2
Chequeo	654.2 <= 3450	OK Cumple

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE CONSTRUCTIBILIDAD

Verificación de la Aleta Superior al Pandeo Torsional (6.10.8.2.3)

$$\text{Si } L_b \leq L_p \quad F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad (6.10.8.2.3-1)$$

$$\text{Si } L_p < L_b < L_r \quad F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \quad F_{nc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (6.10.8.2.3-2) \quad R_b = 1 \quad R_h = 1$$

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{t_w D_c}{ab_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad (6.10.8.2.3-4, -9)$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc}$$

$$\text{Si } \frac{f_{med}}{f_2} > 1 \text{ ó } f_2 = 0 \rightarrow C_b = 1 \quad (6.10.8.2.3-6)$$

$$\text{Para los demás casos: } C_b = 1.75 - 1.05 \frac{f_1}{f_2} + 0.3 \left(\frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (6.10.8.2.3-6)$$

$$f_{bu} + \frac{f_l}{3} \leq \phi F_{nc} \quad (6.10.8.1.1-1)$$

Ítem	Concepto	Valor
L(b)	Máx Separ. Adoptada Arriostam Transv	6 m
Dc	Prof del Alma en Compr. Rango Elást.	47.5 cm
r(t)	RadGiroEf para Pandeo Tors 6.10.8.2.3-9	9.9 cm
L(p)	Long No.Arr Limite -> Alcanz.Res.Nom.Flex	2.39 m
L(r)	Long No.Arr Lim ->Alcanz. InicFluenciaNom	8.99 m
Verific.	2.39 < 6 < 8.99	OK
L.arr.men	Sep de los Otros Arriostramientos	5.75 m
f(med)	Esf en el CLnoArr (kg/cm2)	654.2
M(DC)	M por DC en punto del Arriostam	48.69 t-m
f(2)	Esf en pto donde está el Arriostm	577.32
fmed/f(2)		1.133
Cb	Fact.Modif Grad Mom(se toma conserv = 1)	1
Fnc	Resist Nom a la Flexión F(nc) (kg/cm2)	2884.22
Fbu	Esfzo Compres Aleta Sup (kg/cm2)	654.22
Chequeo	654.22 <= 2884.22	OK

Propiedades Geométricas

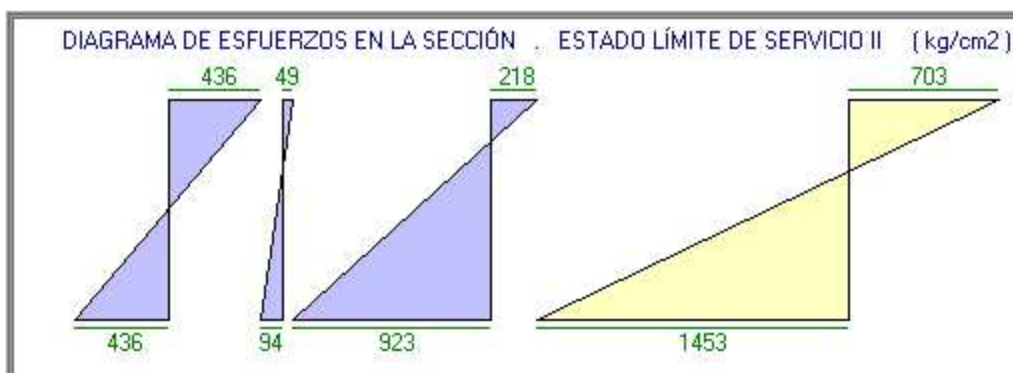
Prop Geométricas.Cargas de Corta Duración.1n 1n = 8

Propiedad	Tipo Secc	Valor
Ancho de la Losa, b(losa)		200 cm
Ancho Efec Losa, b(efec))		25 cm
Área de Sección, As	Simple	409 cm ²
Inercia alr eje x, Ixx	Simple	632602.1 cm ⁴
Centroide Inf, Yin	Simple	50 cm
Centroide Sup, Ysup	Simple	50 cm
Altura Seccion, d	Simple	100 cm
Espseor Losa, ts	Compuesta	18 cm
Área de la Losa 1n	Compuesta	450 cm ²
Área Total A(sc)	Compuesta	859 cm ²
Centr Inferior, Yin(sc)	Compuesta	80.9 cm
Centr Superior, Ysup(sc)	Compuesta	37.1 cm
Altura Sección, d(sc)	Compuesta	118 cm
Inercia alr.eje x, Ixx(sc)	Compuesta	1390593.8 cm ⁴
Módulo Sección Inf Si(sc)	Compuesta	17187.3 cm ³
Módulo Sección Sup Ss(sc)	Compuesta	37490.4 cm ³

Prop Geométricas.Cargas Larga Duración. 3n 3n = 24

Propiedad	Tipo Secc	Valor
Ancho de la Losa, b(losa)		200 cm
Ancho Efec Losa, b(efec))		8.3 cm
Área de Sección, As	Simple	409 cm ²
Inercia alr eje x, Ixx	Simple	632602.1 cm ⁴
Centroide Inf, Yin	Simple	50 cm
Centroide Sup, Ysup	Simple	50 cm
Altura Seccion, d	Simple	100 cm
Espseor Losa, ts	Compuesta	18 cm
Área de la Losa 3n	Compuesta	150 cm ²
Área Total A(sc)	Compuesta	559 cm ²
Centr Inferior, Yin(sc)	Compuesta	65.8 cm
Centr Superior, Ysup(sc)	Compuesta	52.2 cm
Altura Sección, d(sc)	Compuesta	118 cm
Inercia alr.eje x, Ixx(sc)	Compuesta	1018690.3 cm ⁴
Módulo Sección Inf Si(sc)	Compuesta	15474.1 cm ³
Módulo Sección Sup Ss(sc)	Compuesta	19527.1 cm ³

ESFUERZOS EN LA SECCIÓN



Ecuac Gral de Esfuerzos en las Aletas. E.Lím. Serv II

$$f = \frac{M_{DC}}{S_{SS}} + \frac{M_{DCS} + M_{DW}}{S_{SC,3n}} + \frac{1.3M_{(LL+IM)}}{S_{SC,n}}$$

Verificación de Esfuerzos en las Aletas

Aleta Superior Sección Compuesta
(6.10.4.2.2-1)

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf}$$

Aleta Inferior Sección Compuesta
(6.10.4.2.2-2)

$$f_f + \frac{f_t}{2} \leq 0.95R_h F_{yf}$$

Propiedad	Concepto	Esf(kg/cm ²)
M(DC) / SInf(ss)	Esf. Inf x Mom C.Perm. Ssimple	436.1
M(DC) / SSup(ss)	Esf. Sup x Mom C.Perm. Ssimpl	436.1
M(DCS+DW) / SInf(sc3n)	Esf. Inf Mom. Csobreimp. Scomp	94.2
M(DCS+DW) / SSup(sc3n)	Esf. Sup Mom. Csobreimp. Scom	48.9
1.3M(LL+IM) / SInf(sc1n)	Esf. Inf Mom. CV+Imp. Scomp	922.5
1.3M(LL+IM) / SSup(sc1n)	Esf. Sup Mom. CV+Imp. Scomp	217.7
f(aleta inf)	Esf. Aleta Inf Est Lím Serv II	1452.9
f _{sup} (unión aleta-losa)	Esf. Aleta Sup Est Lím Serv II	702.7
Lím. Esfzo Tracc Aleta Inf	Ecuac. 6.10.4.2.2-1	3277.5
Límite Esfzo Aleta Sup	Ecuac. 6.10.4.2.2-2	3277.5
Verificac. Esfzo Aleta Inf	1452.9 <= 3277.5	Cumple
Verificac Esfzo Aleta Sup	702.7 <= 3277.5	Cumple

Estado Límite de Fatiga

Estado Límite de Fatiga (6.6.1)

$(\Delta F_n) = (\Delta F)_{TH}$ (6.6.1.2.5-1) Si $N > N_{TH} \rightarrow$ Fatiga I

$(\Delta F_n) = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3}$ (6.6.1.2.5-2) Si $N < N_{TH} \rightarrow$ Fatiga II

$N = (365)(75)n (ADTT)_{SL}$

$N_{TH} = \frac{A}{(\Delta F_{TH})^3}$ Núm Mín Ciclos en el Umbral de Amplitud Constante de Fatiga

$(ADTT)_{SL} = p(ADTT)$

(ADTT)_{SL} = Núm Camiones por día en un carril, prom en vida útil puente
 (ADTT) = Núm Camiones por día en una direcc, prom en vida útil puente
 p = Núm Camiones por día en una direcc, prom en vida útil puente

$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)_n$

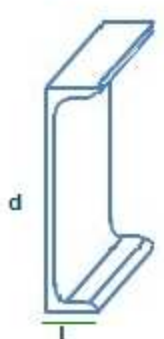
$\gamma = 1.5$ en E.L Fatiga I $\gamma = 0.75$ en E.L Fatiga II
 Δf = Rango de Esfuerzos por Camión de fatiga

Item	Concepto	Valor
M(LL+IM)fat	MomMáxFat.incluy.fdistr/m (m=1.2) (t-m)	53.72
Ssc_inf_1n	Módulo Secc Comp Inf, 1n (m3)	0.01719
M. E.L.Fat_1	MomMáx Est. Lim. Fatiga I (t-m)	80.58
Esf.Fat_1	EsfMáx Aleta Inf E.L.Fatiga I (kg/cm2)	468.82
M. E.L.Fat_2	MomMáx Est. Lim. Fatiga II (t-m)	40.29
Esf.Fat_2	EsfMáx Aleta Inf E.L.Fatiga II (kg/cm2)	234.41
ADTT(1)	Núm de camiones diarios. Caso 1	3000
ADTT(2)	Núm de camiones diarios. Caso 2	30
Ncarr	Núm de Carriles de Tráfico	2
p	Fracción de Tráfico de Cam en 1 carril	0.85
N(1)	Núm de Ciclos de rango de esf. Caso 1	69806250
N(2)	Núm de Ciclos de rango de esf. Caso 2	698062
Cat.Detail	Categ Detalle por Conector. 6.6.1.2.3.1	D
Const A	Constante A 6.6.1.2.3.1 (ksi)	2200000000
DeltaF(TH)	Umbral Efuerzos 6.6.1.2.3.1 (kg/cm2)	482
N(TH)	Límite Núm de Ciclos de Rango de Esf	6738693
EsfAct(C1)	Esf Actuante por Fatiga, Caso1 (kg/cm2)	468.82
ResNom(C1)	Resist Nom a Fatiga, Caso 1 (kg/cm2)	482
Verif.C1	468.82 <= 482	Cumple
EsfAct(C2)	Esf Actuante por Fatiga, Caso2 (kg/cm2)	234.41
ResNom(C2)	Resist Nom a Fatiga, Caso 2 (kg/cm2)	1026.3
Verif.C2	234.41 <= 1026.3	Cumple

Clase de Carretera

Interdepartam. Urbana

DEFINICIÓN DEL CONECTOR DE CORTANTE



Dimensiones (mm)

Altura d	150
Ancho Lc	200
Largo L	50
Espesor tf	8
Espesor tw	5

Diseño a Flexión

VIENTO EN LA ZONA DEL PUENTE

Tipo de Puente según Localización

Tipo de Sitio **Ciudad**

Velocidad Viento en Sitio del Puente

Vel V30 (km/h) **160**

Altura del Puente sobre el Niv Terreno

Altura z (m) **15**

Diseño a Flexión

Verificación del estado Limite de Resistencia

1. Verificación de si la Sección es Compacta

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.2.2-1)$$

D_{cp} = Profundidad del Alma en Comprs para el Momento Plástico

2. Requisitos de Ductilidad

$$D_p \leq 0.42D_t \quad (6.10.7.3-1)$$

D_p = Profundidad del Alma en Comprs para el Momento Plástico

D_t = Altura Total de la Sección Compuesta

3. Resistencia Nominal de la Sección a Flexión

Si $D_p \leq 0.10D_t \rightarrow M_n = M_p \quad (6.10.7.1.2-1 (2))$

Si $D_p > 0.10D_t \rightarrow M_n = M_p (1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t})$

M_n = Resistencia Nominal de una sección a la Flexión

M_p = Momento Plástico de la Sección Compuesta

4. Resistencia a Flexión en E.L. Resistencia I

$$M_u + \frac{f_t S_{xt}}{3} \leq \phi_f M_n \quad (6.10.7.1.1-1)$$

Si $D_p > 0.10D_t \rightarrow M_n = M_p (1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t}) \quad (6.10.7.1.2-2)$

f_t = Esfuerzo de Flexión Lateral de la Aleta (= 0, Pte Recto o Viga Int)

S_{xt} = Módulo Elástico de la Sección respecto al eje mayor para Aleta Inf

5. Resistencia a Flexión en E.L. Resistencia III y V

$$V_{DZ} = 2.5 V_o \frac{V_{30}}{V_B} \ln \frac{z}{z_o} \quad (3.8.1.1-1)$$

V_{DZ} = Velocidad de Viento de Diseño a la altura z (km/h)

V_{30} = Velocidad de Viento a 10 m sobre el nivel del terreno (km/h)

$V_o = 160$ (km/h)

V_B = Velocidad de Fricción (km/h)

Z_o = Longitud de fetch o campo de viento aguas arriba

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \text{ pero } W \text{ viento debe ser } \geq 4.5kN/m$$

$$W = \gamma \eta_i P_D d/2 \quad M_w = W L_B^2 / 10 \quad f_t = \frac{M_w}{t_f i b f_i^2 / 6}$$

$$f_{yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} : M_{AD} = S_{ST} \left(f_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right)$$

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

S_{NC} = Módulo Resistente de la Sección Simple

S_{ST} = Módulo Resistente de la Sección Compuesta Corta Duración

S_{LT} = Módulo Resistente de la Sección Compuesta Larga Duración

M_{D1} , M_{D2} , M_{AD} = Moms por cargas mayoradas aplicados a las secc corresp

M_y se tomará como el menor valor entre el calc para la aleta a comp y a tens

1. VERIFICACIÓN DE LA SECCION COMPACTA Y LA DUCTILIDAD		
Ítem	Concepto	Valor
Condición 1	$D/t_w \leq 150 \quad 95 / 2.2 = 43.2 \leq 150$	Cumple OK
Condición 2	$2D_{cp}/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_y} \quad 2x2 / 2.2 = 1.8 \leq 91$	Cumple OK
Condición 3	$F_y \leq 4840 \text{ kg/cm}^2 \quad 3450 \leq 4840$	Cumple OK
Ítem	Concepto	Valor
Dt	Altura Total de la Sección Compuesta	1.18
Dp	Distancia borde sup losa a ENP (sc)	0
Verificación	$D_p \leq 0.42D_t \quad 0 \leq 0.42 \times 1.18 = 0.5$	Cumple OK
2. RESISTENCIA NOMINAL DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN		
Ítem	Concepto	Valor
Mp	Momento Plástico de la Sección (t-m)	777.07
Condic. Dom	$D_p < 0.10D_t \rightarrow M_n = M_p$	
Mn	Momento Resistente Nominal, Mn (t-m)	777.07
3. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN EN ESTADO LÍM. RESISTENCIA I		
Ítem	Concepto	Valor
phi(f)	Factor de Resist para Flexión (6.5.4.2)	1
fi	fi=0 Puente no sesgado ni curvo	0
Mn	Momento Resistente Nominal de la Secc	777.07
Mu	$M_u = 1.25DC + 1.5DW + 1.75ML+i$ (t-m)	302.56
Verificación	$302.56 \leq 777.07$	Cumple OK
4a. CALCULO DE MOMENTOS Y ESFUERZOS POR VIENTO		
Ítem	Concepto	Valor
Vo	Velocidad de Fricción (3.8.1.1-1) (km/h)	19.3
Zo	Long de Fricción del Campo de Viento	2.5
V30	Vel. Viento a 10m sobre niv terr(km/h)	160
Vdz	Vel. del Viento Diseño a la alt Z(km/h)	160
PD	$P_D = P_B(V_{DZ}^2/25600)$ Pb=0.0024Mpa (t/m/m)	0.24
WS	C. Viento por ml ≥ 0.45 t/m	0.45
W	Fza Viento $W = PD D / 2$ (C4.6.2.7.1-1)t/m	0.22
Mw	$M_w = W L_b^2 / 10$ (C4.6.2.7.1-2)t-m/m	0.81
fi	Esf fl por Viento en la Aleta Inf (t/m2)	1215
4b. RESIST. A FLEXIÓN EN ESTADOS LÍM RESISTENCIA III y V		
Ítem	Concepto	Valor
fi(Res.V)	Esf. Mayorado fl x Viento E.L.R. V(.40 fi)(t/m2)	486
Límite flv	$fi(V) \leq 0.6F_y$	2070
Mu EL RIII	$M_u(R3) = 1.25(DC) + 1.5DW + 1.4WS$ (t-m)	89.12
Mu EL RV	$M_u(R5) = 1.25(DC) + 1.5DW + 1.35(LL+IM) + 1.4WS$	253.78
Mu Dom	Mu dominante (t-m)	253.78
MD1	M C. Muerta mayorada antes secc.comp (t-m)	55.18
MD2	M por resto de Carga Muerta (t-m)	14.58
M(AD)EL III	M adic oblig para causar fluenc alet EL. III	2159.58
M(AD)EL V	M adic oblig para causar fluenc aletas EL. V	501.81
M(AD)dom <	M adic Dominante (el menor)	501.81
MYT	$MD1 + MD2 + MAD(dom)$	571.57
S(XT)	$S(xt) = Myt / F_y$ (m3)	0.0166
Mu+1/3fi Sxt	$M_u + 1/3 fi Sxt$	256.46
Verificación	$256.46 \leq 777.07$	Cumple OK

Diseño a Cortante (6.10.9)

Diseño a Cortante (6.10.9)

Para el E.L Resistencia los paneles del alma deben cumplir con

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (6.10.9.1)$$

V_n = Res Nom a Cortante (almas rigidizadas o no) (6.10.9.2 6.10.9.3)

$$\phi_v = 1 \quad (6.5.4.2)$$

Verificación de si el alma de las vigas debe ser rigidizada

$$V_n = V_{Cr} = CV_p \quad (6.10.9.2-1)$$

C = Relac Res a Pandeo por Corte vs Res Min a la Fluencia por Corte Calculada según: 6.10.9.3.2-4 , 6.10.9.3.2-5 y 6.10.9.3.2-6

$$\text{Si } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C=1 \quad (6.10.9.2-4)$$

$$\text{Si } 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (6.10.9.2-5)$$

$$\text{Si } \frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \frac{Ek}{F_{yw}} \quad (6.10.9.2-6)$$

$$V_p = 0.58F_{yw} D t_w \quad (6.10.9.3.3-2)$$

$$V_{u(apoyo)} = 1.25R_{DCperm} + 1.5R_{rod} + 1.75R_{i+imp}$$

Ítem	Concepto	Valor
D	Altura del Alma de la Viga	950
tw	Espesor del Alma de la Viga	22
D / tw		43.18
Sqr(Ek/Fyw)		53.84
E	Mód Elástico del Acero (kg/cm2)	2000000
k	Coficiente Pandeo por Corte	5
Fyw	Lím Fluencia Acero Alma (kg/cm2)	3450
Phi(v)	Factor de Resist. para Cortante	1
Vp	Fuerza Cortante Plástica (t)	418.21
Chequeo1	43.18 <= 1.12 x 53.84 Sí	
Chequeo2	1.12x53.84 < 43.18 <= 1.4x53.84 No	
Chequeo3	43.18 > 1.40 x 53.84 No	
Ec dominante	6.10.9.3.2-4	
C	Rel.PandeoCort vs Res.MinFluencia	1
Vn	Res. Nominal a Corte del Alma (t)	418.21
Vu	Cortante Último Est.Lím.Resist I (t)	82.22
Verif.	82.22 < 418.21	Cumple Corte

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)

Separación de los Conectores de Cortante

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad (6.10.10.1.2-1)$$

n = Número de Conectores de Cortante en una sección transversal
 Z_r = Res a la Fatiga por Cortante de un Conector
 V_{sr}, V_{fat} = Rango de la Fuerza Cortante Horizontal para Fatiga

$$V_{fat} = \frac{V_f Q}{I} \quad Q = A_{losa,n} Y$$

Q = Mom de primer orden del área de la sección transf (corta duración)

Resistencia por Fatiga de un Conector Tipo Canal

$ADTT_{SL} \geq 1850$ cam/día $Z_r = 375W$ Comb . Fatiga I (6.10.10.2-3)
 $ADTT_{SL} < 1850$ cam/día $Z_r = BW$ Comb . Fatiga II
 $B = 1673 - 192.9 \log N$ (6.10.10.2-4) (6.10.10.2-5)

Reemplazando, $p \leq \frac{nZ_r I}{V_f Q}$

V_f = Rango de la Fuerza Cortante bajo C Viva Fatiga

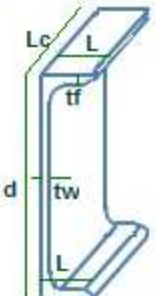
Item	Concepto	Valor
Alosa,1n	Área Transf Losa. Corto Plazo (1n), m2	0.045
Brazo Y	Brazo al Eje Neutro Secc Comp, m	0.28
Q	Mom 1er orden del Area Transf, m3	0.0126
ADTT_C1	Núm Camiones al día en 1 carr. Caso 1	3000
Cam.Fatiga	Tipo Camión de Fatiga que aplica	1
Zr	Resist a Fatiga de 1 conector.Caso1 (t)	7.5
ADTT_C2	Núm Camiones al día en 1 carr. Caso 1	30
Cam.Fatiga	Tipo Camión de Fatiga que aplica	2
Zr	Resist a Fatiga de 1 conector.Caso2 (t)	10.91
Zr_domina	Res.Fatiga de 1 conector Dominante (t)	7.5
mg(1c,vi)	Fact Distr V 1Carr int / m (m=1.2)	0.55
FactCalcSep	Factor para Cálculo Sep en función Capacidad	8.25 / V _f

SEPARACIÓN DE CONECTORES CORTANTE (Octavos de Luz)

x (m)	V+(LL+IM)	V-(LL+IM)	Rango V (t)	Separac. p (m)
0	23.46	0	23.46	0.35
2.188	19.19	-1.9	21.09	0.39
4.375	14.96	-3.8	18.76	0.44
6.562	11.17	-5.69	16.86	0.49
8.75	7.59	-7.59	15.18	0.5

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)
 GEOMETRIA DEL CONECTOR DE CORTANTE ADOPTADO



Dimensiones (mm)	
Altura d	150
Ancho Lc	200
Largo L	50
Espesor tf	8
Espesor tw	5

Resistencia al cortante de un conector de cortante (6.10.10.4) Estado Límite de Resistencia I

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (6.10.10.4.1-1)$$

$\phi_{sc} = 0.85$: Q_n = Res Nom al Corte de 1 conector

$$Q_n = 0.30 (t_f + 0.50t_w) L_c \sqrt{E_c f'_c}$$

Fuerza Cortante Total Nominal de los Conectores de cortante (6.10.10.4.2)

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} \quad (6.10.10.4.2-1)$$

$F_p = 0$ para puentes rectos

P = F. Cortante Total Nominal en la semiluz (CV)
 P_p = F. Long Total en la Losa en el pto de máx mom (CV) positivo. Se tomará el menor de:

$$P_{1p} = 0.85 f'_c b_s t_s \quad (6.10.10.4.2-2)$$

$$P_{2p} = f_{yw} D t_w + f_{yt} b_{ft} t_{ft} + f_{yc} b_{fc} t_{fc} \quad (6.10.10.4.2-3)$$

$n = P/Q_r$, n = Núm. Mín. Conect. en semiluz (6.10.10.3-1)

Resistencia al Cortante de un Conector, Número Total Requerido

Item	Concepto	Valor
tf	Espesor de la aleta de la canal (mm)	8
tw	Espesor del alma de la canal (mm)	5
Lc	Longitud de la canal (mm)	200
f _c	Resistencia del Concreto (kg/cm ²)	280
E _c	Módulo Elasticidad del Concreto (kg/cm ²)	253992
Q _n	Resist Nominal a Corte de un Conector (t)	53.13
phi(sc)	Factor de Resist para Conectores de Corte	0.85
Q _r	Resist a Corte mayorada de un conector (t)	45.16
P(1p)	Fza Long Opcion 1. 6.10.10.4.2-2 (t)	856.8
P(2p)	Fza Long Opcion 2. 6.10.10.4.2-3 (t)	1411.05
P(dom)	Fza Long Dominante (t)	856.8
n	Núm. Mín. de Conectores en la Semiluz	19
n(tot)	Núm. Mín. de Conectores en toda la Viga	38

Diseño de Rigidizadores en los Apoyos

Diseño de Rigidizadores en los Apoyos

$$b_l \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad \frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

Esbeltez (6.10.11.3.2-1) Esbeltez (6.9.4.2-1-1)

$b_l = b =$ Ancho del Rigidizador
 $t_s = t =$ Espesor del Rigidizador $K=0.45$
 Resistencia al aplastamiento factorada
 $(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n$ (6.10.11.2.3-1)
 $(R_{sb})_n = 1.4 A_{pn} F_{ys}$ (6.10.11.2.3-1) $\phi_b = 1$
 A_{pn} = Área circunscrita del Rigidizador dentro del alma y las aletas de la viga
 Resistencia nominal equivalente a la fluencia
 $P_o = Q F_{ys} A_g$ (6.9.4.1.1) $Q=1$
 Si $\frac{P_e}{P_o} \geq 0.44 \rightarrow P_n = [0.658 \frac{P_o}{P_e}] P_o$ (6.9.4.1.1-1)
 Si $\frac{P_e}{P_o} < 0.44 \rightarrow P_n = 0.877 P_o$ (6.9.4.1.1-2)
 A_{pn} = Área de la cruz «columna» = $2 \times 9 \times t_w \times t_w + 2 \times t_{rig} \times b_{rig}$
 Inercia rig. resp a eje por el alma = $b_{rig} \times (2b_{rig} + t_w)^3 / 12$

Radio de Giro $r = \sqrt{\frac{I}{A_{pn}}}$ $\frac{KL}{r} = \frac{0.75D}{r}$

Carga Crítica de Pandeo Elástico por Flexión
 $P_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{KL}{r})^2} A_g$ (6.9.4.1.1-2)

Resistencia de Diseño a Compresión de los Rigidizadores
 $P_r = \phi_c P_n$ (6.9.4.1.1-2) $\phi_c = 0.9$

Ítem	Concepto	Valor
bl(ap)	Ancho del Rigidizador (mm)	170
ts(ap)	Espesor Rigidizador (mm)	15
Alt Aleta	Altura de la Aleta, D (mm)	1
Fys	Límite Fluencia Acero Rigidiz. (kg/cm2)	2500
Ch Esbelt 1	Cond1 $b_l \leq 0.48 t_s \sqrt{E/F_{ys}}$ (6.10.11.3.2-1)	17 <= 20.4 Ok
Ch Esbelt 2	Cond2 $b/t_s \leq k \sqrt{E/F_{ys}}$ (6.9.4.2.1-1)	11.3 <= 12.7 Ok
Apn	Área circuns.rigid.dentro alma y aletas (m2)	0.0138
(Rsb)n	Resist Diseño a Aplastamiento Rig.Apoyo (t)	483.42
(Rsb)r	Res. Mayorada a Aplastam. Rigidiz Apoyo(t)	483.42
Vu	Cortante sobre el Apoyo (E.Lim Res I)(t)	82.2
(Rsb)r vs Vu	Chequeo Vu vs Aplastam Mayorado Rigid(t)	483.4 >= 82.2 Ok
I	Mom Inercia Rigidizadores al Eje Alma (cm4)	5929.7
r	Radio de Giro de los Rigidizadores (cm)	6.55
KL/r = .75D/r	Cálculo y Chequeo Relac Esbeltez Rigidiz.	10.87
Pe	C.Crítica de Pandeo Elást Flexión Rig.(t)	23056.59
Po	Resist.Nominal Equival.a la Fluencia (t)	345.3
Pn	Resist. Nominal a Compr. del Rigidiz (t)	343.14
Pr	Resist. de Diseño a Compr del Rigidiz (t)	308.8
Verif.	Verif. Cortante vs Res a Compr (t)	308.8 >= 82.2 Ok

Diseño de Rigidizadores en la Luz

Diseño de Rigidizadores en la Luz

Ancho saliente b_t del Rigidizador

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} \quad (6.10.11.1.2-1)$$

b_t = Ancho saliente Rigidizador (mm)
 D = Altura de la Aleta (mm)

Verificación Dimensional

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad (6.10.11.1.2-2)$$

b_f = Ancho Aleta Superior (mm) t_p = Espesor del Rigidizador (mm)

$$I_t = \frac{t_p(t_w + 2 \cdot b_t)^3}{12} \quad (\text{rigidiz. en pares})$$

$$I_t \geq I_{t1} \quad (6.10.11.1.3-3) \quad I_t \geq I_{t2} \quad (6.10.11.1.3-4)$$

$$I_{t1} \geq b J t_w^3 \quad I_{t2} \geq \frac{D^4 p_t^{1.5}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5}$$

b = El menor entre d_o y D J = Parámetro de Rigidez Flexional de un rigidiz.
 p_t = El mayor valor entre $\frac{F_{yw}}{F_{crs}}$ y 1 F_{crs} = Esf Pandeo local rigidiz.
 d_o = Menor dist entre paneles adyacentes

$$J \geq \frac{2.5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (6.10.11.1.3-5)$$

$$F_{crs} = \frac{0.21E}{\left(\frac{b}{t_p}\right)^2} \leq F_{ys} \quad (6.10.11.1.3-6)$$

Ítem	Concepto	Valor
D	Altura Aleta del Rigidizador (mm)	950
b_t	Ancho saliente de una Aleta (mm)	170
t_p	Espesor de la Aleta (mm)	15
b_f	Ancho del Patín Sup de la Viga (mm)	400
Verif.Geom1	$b_t(\text{mm}) \geq 50 + D / 30$; D(mm)	170 \geq 81.7 OK
Verif.Geom2	$b_t \leq 16 t_p$	170 \leq 240 OK
Verif.Geom3	$b_t \geq b_f / 4$	170 \geq 100 OK
b	Ancho Total Aleta(s) (mm)	362
d_o	Menor distancia entre paneles adyacent. (cm)	100
pt	Mayor valor entre F_{yw}/F_{crs} y 1	1
F_{yw}	Límite de Fluencia Acero Alma (kg/cm ²)	3450
F_{crs}	Esf de Pandeo Local para Rigidiz (kg/cm ²)	2500
J	Parámetro de Rigidez Flexional del rigidiz.	0.5
I_t	Mom. Inercia (2 Aletas) al eje del Alma (cm ⁴)	5929.74
I_{t1}	Mom de Inercia Límite(1) Aletas (cm ⁴)	25.5
I_{t2}	Mom de Inercia Límite(2) Aletas (cm ⁴)	145.89
Verif.Inerc	Verificación Inercia del Rigidizador	5930 \geq 146 OK
Vn	Resist al Cortante del Rigidizador (t)	0
Vu	Fuerza Cortante actuante (E.L.R I) (t)	82.22
Verif V	Verificación Vn vs Vu	0 < 82 Insuf

RIGIDIZADORES :DIMENSIONES Y RESISTENCIA

RIGIDIZADORES :DIMENSIONES Y RESISTENCIA	
En Apoyos	
Ancho bl (mm)	170
Espesor ts (mm)	15
En la Luz	
Ancho bl (mm)	170
Espesor ts (mm)	15
Altura Aleta D (mm)	950
Esfuerzo MÍN de Fluencia	
Lím Flue Fys (kg/cm ²)	2500

En Apoyos

En la Luz

Diseño de los Arriostramientos Intermedios

Diseño de los Arriostramientos Intermedios

$$W = \frac{n_i \gamma P_D d}{2} \quad (C4.6.2.7.1-1)$$

W = Fuerza de Viento mayorada por u. de long
 P_D = Presión Horizontal de Viento
 d = Profundidad del elemento

$$P_u = 1.4 W L_b \quad (E.L.R. III)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{(KL)^2} A_g \quad (6.9.4.1.2-1)$$

P_e = Carga Crítica de Pandeo Elástica L = Separación entre ejes de Vigas
 r_g = Radio de Giro $K = 0.75$ A_g = Área de la Sección del Arriostram.

$$P_e = Q F_{ys} A_g \quad (6.9.4.1.1)$$

Si $\frac{P_e}{P_o} \geq 0.44 \rightarrow P_n = (0.658 \frac{P_o}{P_e}) P_o \quad (6.9.4.1.1-1)$

Si $\frac{P_e}{P_o} < 0.44 \rightarrow P_n = 0.877 P_e \quad (6.9.4.1.1-2)$

Ítem	Concepto	Valor
L(b)	Separación Máxima entre Arriostramientos (m)	6
Lx	Long del Arriostram. (Sep. Ejes Vigas) (m)	2
Ag	Área de Sección del Arriostramiento (mm ²)	3929
Iyy	Inercia de la Secc.Arriostr al Ele yy (mm ⁴)	1614978
rx	Radio de Giro de la Sección del Arriost (mm)	20
d	Altura Total de la Viga (mm)	1000
Fys	Lím Fluencia Acero del Arriostram. (kg/cm ²)	2500
KLx/rx	Relación de Esbeltez	74.000986679822
Verif Esbelt	Chequeo Relac. esbeltez vs Límite Esbeltez	74 < 140 OK
Pe	Carga Crítica de Pandeo Elástico (t)	141.6
Po	Res. Nominal Equivalente a la Fluencia (t)	98.2
Pe/Po	Relación (6.9.4.1)	1.442
Pn	Resist Nominal a la Compresión (t)	73.5
Pu	Fuerza de Compresión sobre la Canal (t)	1.9
Verif P	Verificación Pn vs Pu	73.5 >= 1.9 OK

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PERFIL ADOPTADO COMO ARRIOSTRAMIENTO

- Canal de la Base Datos
- Propiedades Ingesadas por Usuario

Canales ASTM A36

C 12 x 20.7

Prop Mecánicas de la Sección

Altura (mm)	304.8	▼
Área (mm ²)	3929.02	▼
Inercia Iyy (mm ⁴)	1614978	▼
Radio de Giro rx (mm)	20.27	▼

Esfuerzo Mínimo de Fluencia

Fy Arriostr (kg/cm ²)	2500	▼
-----------------------------------	-------------	---

Deflexiones en el C.L

Deflexión en el C.L. por:

Cargas **Permanentes** sobre la Sección **Simple**

$$\delta_{DC} = \frac{5DCL^4}{384EI}$$

DC = Cargas DC Permanentes (t/m)

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I = I_{xx}$ = Mom de Inercia Secc Simple

Deflexión en el C.L. por:

Cargas **Sobreimpuesta** sobre la Sección **Compuesta**

$$\delta_{DC} = \frac{5DCL^4}{384EI} \quad (\text{larga duración})$$

DC = Cargas DC Sobreimpuestas (t/m)

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I = I_{xx}$ = Mom de Inercia Secc Compuesta

Deflexión en el C.L. por:

Carga **Viva (Carril de Diseño)** sobre la Sección **Compuesta**

$$\delta_{DC} = \frac{5CDL^4}{384EI} \quad (\text{corta duración})$$

CD = Carril de Diseño = 1.03 t/m

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I = I_{xx}$ = Mom de Inercia Secc Compuesta

Deflexión en el C.L. por:

Carga **Viva (Camión de Diseño)** sobre la Sección **Compuesta**

Línea de Influencia de la Deflexión en el C.L.

$$Y = \frac{X}{48EI} (3L^2 - 4X^2) \quad (\text{corta duración})$$

CMD = Camión de Diseño = 36 t (3 ejes)

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I = I_{xx}$ = Mom Inercia Secc Compuesta

Deflexiones en el C.L por Cargas DC y por el Carril de Diseño

Ítem	Concepto	Valor
L	Luz de la Viga entre ejes de apoyos (m)	17.5
E	Módulo Elástico del Acero (kg/cm ²)	2000000
I(ss)	Momento de Inercia Sección Simple (cm ⁴)	632602.1
I(sc)(1n)	Mom. Inercia Secc Compuesta (Corta Dur) (cm ⁴)	1390593.8
I(sc)(3n)	Mom. Inercia Secc Compuesta (Larga Dur) (cm ⁴)	1018690.3
C.DC Perm	Carga DC permanente (t/m)	1.441
C.DC Sobr	Carga DC sobreimpuesta (t/m)	0.381
C Carril Dis	Carga Viva por Carril de Diseño (t/m)	1.03
Deflx DCperm	Deflexión C.L. por Carga DC permanente (cm)	1.391
Deflx DCsobr	Deflexión C.L. por C DC sobreimpuesta (cm)	0.228
Deflx CarrDis	Deflexión C.L. por Carril de Diseño (cm)	0.452

Deflexiones en el C.L por el Camión de Diseño

Carga (t)	Posic Carga (m)	Deflexión L.I.(cm)	Deflexión (cm)
16	4.45	0.028	0.448
16	8.75	0.04	0.642
4	13.05	0.023	0.093
			Defl Tot = 1.183
			Fact. Dist = 0.619
			Ampl Dinám = 1.33
			Defl. Cam = 0.974

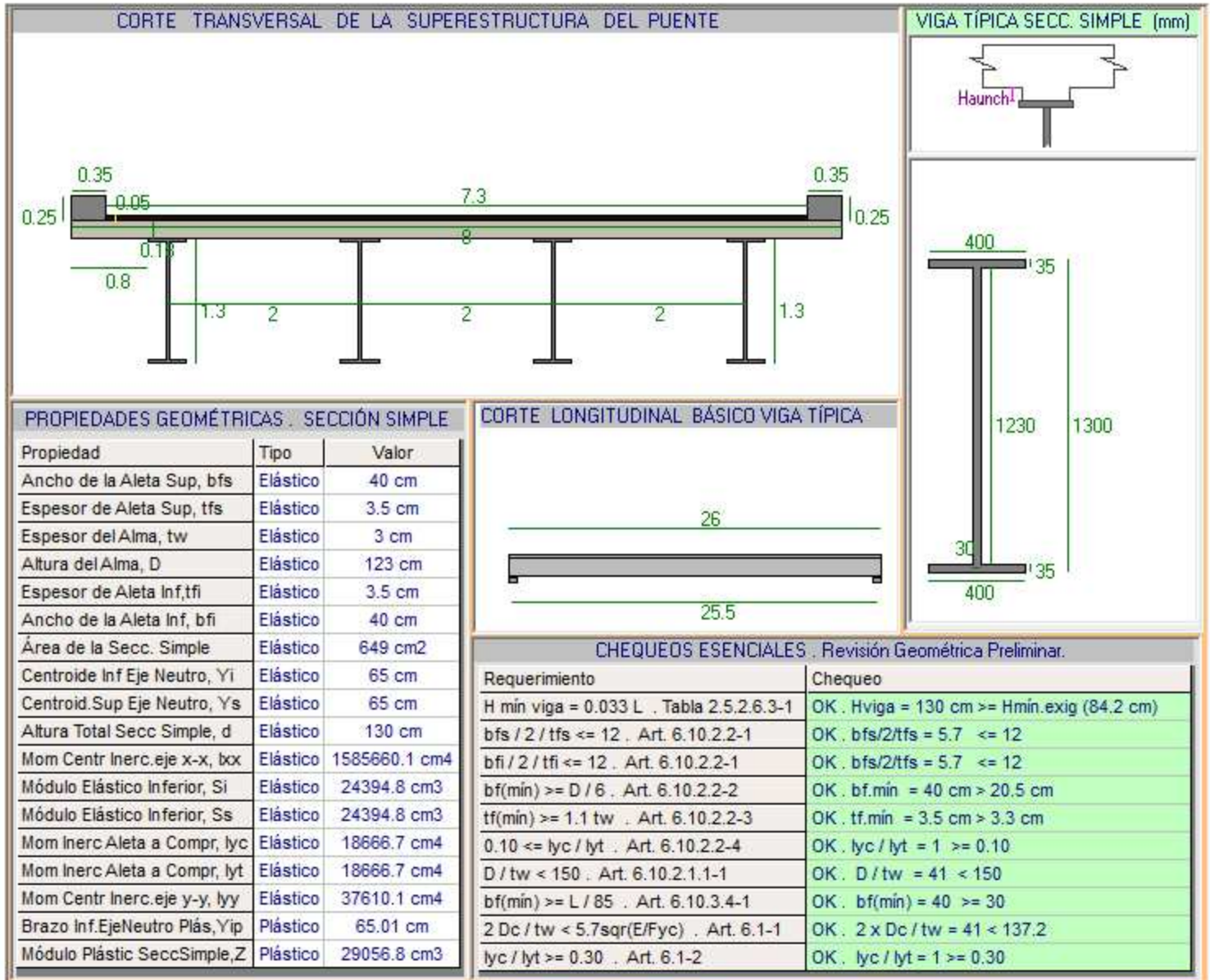
Control de las Deflexiones por la Carga Viva

Ítem	Concepto	Valor
DefCam	Deflexión C.Luz por Camión de Diseño (cm)	0.974
D0.25(Cam+Carr)	0.25 x (Defl Cam Dis, + Defl Carr Dis.) (cm)	0.357
DefDom	Deflexión Dominante (cm)	0.974
DefLim	Deflexión Límite (L/800: 2.5.2.6.2) (cm)	2.188
Verif.	0.974 < 2.188	Cumple OK

DATOS DE LA GEOMETRIA

GEOMETRÍA DE LA SUPERESTRUCTURA	
DIMENSIONES DEL TABLERO	
Long Total de Tablero (Ltot) (m)	26
Luz de Cálculo Lejes (m)	25.5
Ancho Libre de Calzada (m)	7.3
Separac. entre ejes de vigas (m)	2
Número de Vigas	4
Longitud del Bordillo (m)	0.35
Altura del Bordillo (m)	0.25
Espesor de la Losa, ts (m)	0.18
Espesor Capa Rodadura (m)	0.05
Altura de Haunch o Chaffán (cm)	0
Ancho Aprox. del Haunch (cm)	40
DIMENSIONES DE LA VIGA TIPO	
Ancho Patín Superior bfs (mm)	400
Espesor Patín Superior tfs (mm)	35
Espesor del Alma, tw (mm)	30
Altura del Alma, D (mm)	1230
Ancho Patín Inferior bfi (mm)	400
Espesor Patín Inferior tfi (mm)	35
CONSTANTES DE DISEÑO	
F'c del Concreto (kg/cm ²)	280
Fy del Acero Vigas (kg/cm ²)	3450
Fy Acero Armad. Losa (kg/cm ²)	4200
Recubrim Centroid d' Losa (cm)	5
Utilizar Camión de la Norma	CCP14 Col.
CARGAS PERMANENTES Y SOBREIMP.	
Carga de cada Baranda (t/m)	0.15
C. por Personal y Equipo (t/m ²)	0.08
Sobreespesor equiv de losa (cm)	2
ARRIOSTRAMIENTO TRANSVERSAL	
Sep. Máx a ejes de Riostras (m)	6

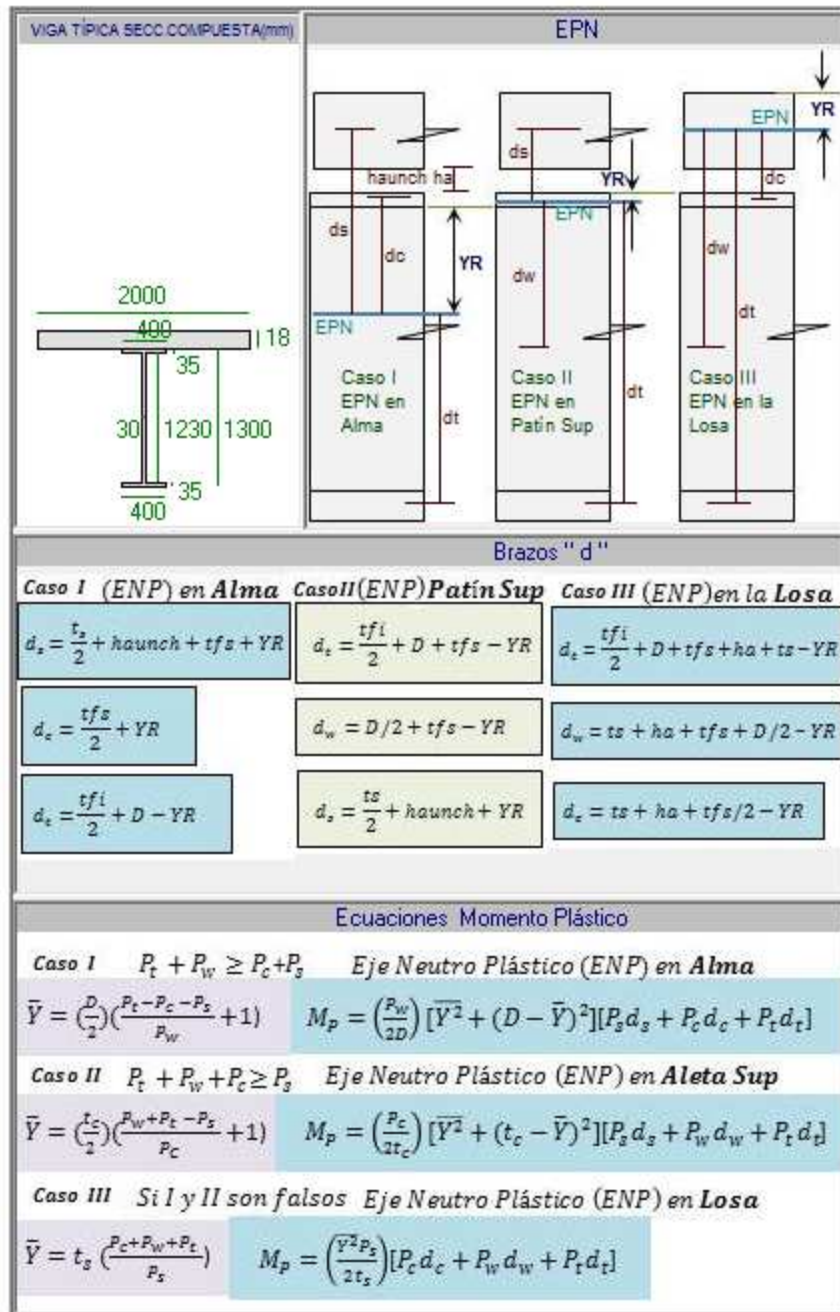
GEOMETRIA Y CHEQUEO INICIAL DE LA VIGA TIPO



VIGA INTERIOR

VIGA INTERIOR		MÓDULO PLÁSTICO DE LA SECCIÓN SIMPLE	
DETALLE ANÁLISIS DE CARGAS PERMANENTES		Propiedad	Valor
Ítem	Cálculo detallado de las Cargas	Ancho de la Aleta Sup, bfs	40 cm
Ancho Aferente Losa	$8 / 4 = 2 \text{ m}$	Espesor de Aleta Sup, tfs	3.5 cm
C. por P.P. de Losa	$(0.18 + 0.02) \times 2.4 \times 2 = 0.96 \text{ t/m}$	Altura del Alma, D	123 cm
Carga por P.P. Viga	$0.0649 \times 7.86 = 0.51 \text{ t/m}$	Espesor del Alma, tw	3 cm
C.Equipos y Personal	$0.08 \times 2 = 0.16 \text{ t/m}$	Ancho de la Aleta Inf, bfi	40 cm
Carga Peso Chaflán	$0 \times 0.4 \times 2.4 = 0 \text{ t/m}$	Espesor de Aleta Inf, tfi	3.5 cm
Total de Cargas	1.63 t/m	Altura Total de la Viga, d	130 cm
DETALLE ANÁLISIS CARGAS SOBREPUESTAS		Brazo Inf. Eje Neutro Plástico, Ypi	65 cm
Ítem	Cálculo Detallado de las Cargas	Brazo Sup. Eje Neutro Plástico, Yps	65 cm
C.Rodadura:Ancho A	$7.3 / 4 = 1.825 \text{ m}$	Área de Compresión	324.5 cm ²
C.Rodadura: Cargas	$0.05 \times 2.2 \times 1.825 = 0.201 \text{ t/m}$	Área de Tracción	324.5 cm ²
Bordillos	$0.35 \times 0.25 \times 2.4 * 2 / 4 = 0.105 \text{ t/m}$	Módulo Plástico Secc. Simple	29056.8 cm ³
Barandas	$0.15 \times 2 / 4 = 0.075 \text{ t/m}$	Cálculo Momento Plástico	
CONDICIONES DE DISEÑO SEGÚN NORMA		Ítem	Valor
Ítem	Criterio o Condición	Ps	Ps = 856.8 t
Factores de Resist.	Indicados en Art 6.5.4.2	Pc	Pc = 483 t
Modificad. de Carga	nD = nR = nI = 1 (Art. 1.3.2)	Pw	Pw = 1273.05 t
Fact Carga y Combin.	Indicados en Tabla 3.4.1-1	Pt	Pt = 483 t
Est.Límites Analizados		Caso que domina	Caso I
Estado Lím. Servicio I	$U = 1.0[DC+DW+(LL+IM)]$	Posición Eje Neutro Plástico (ENP)	E.N.P. Cae en el Alma de la V
Estado Lím. Servic. II	$U = 1.0[DC+DW+1.30(LL+IM)]$	ds	ds = 0.33 m
Estado Lím Resist. I	$U = 1.0[1.25DC+1.5DW+1.75(LL+IM)]$	dc	dc = 0.22 m
Estado Lím Resist. IV	$U = 1.0[1.5DC]$	dt	dt = 1.05 m
Estado Lím Fatiga I	$U = 1.0[1.5(LL+IM)]$	YR(ref.al niv.sup elem donde cae EPN)	YR = 0.201 m
Estado Lím Fatiga II	$U = 1.0[0.75(LL+IM)]$	Momento Plástico, Mp	Mp = 461343.7 t-m
Carga de Viento WS	Se aplica solo a la Viga Exterior	Simbología	
Número Carriles	2	Ítem	Concepto
Fact Presenc Múltiple	1	Fza.Plás. por la Losa, Ps	$Ps = 0.85(f'c)(b')(\text{esp.losa})$
Amplif Dinámica IM	1.15 (E.L. Fatiga) 1.33 (demás E.L.)	Fza.Plás. por el Patín Sup,Pc	$Pc = (fy)(bfs)(tfs)$
Fact Distr CV	Según Tablas 4.6.2.2.2b (3a-1)	Fza.Plás. por el Alma,Pw	$Pw = (fy)(tw)(D)$
		Fza.Plás. por el Patín Inf,Pt	$Pt = (fy)(bfi)(tfi)$
		ENP	Eje Neutro Plástico
		ds	Dist ENP a línea media del esp losa
		dc	Dist ENP a línea media esp patín sup
		dw	Dist ENP a mitad de la prof del alma
		dt	Dist ENP a línea media esp patín inf
		Momento Plástico, Mp	Momento de las F plásticas al ENP
		Fza.Plás. = Fuerza Plástica	

Puentes en Vigas Metálicas



FACTORES DE DISTR DE MOMENTOS

FD Momentos CV, FDM Vigas INTERIORES

Fact Distr. C. Viva para Momento en Vigas Interiores. >= 4 vigas

1 carril cargado

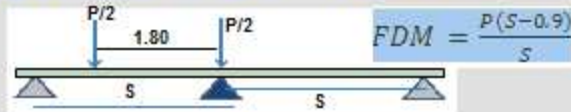
$$FDM = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

2 ó más carriles cargados

$$FDM = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$$

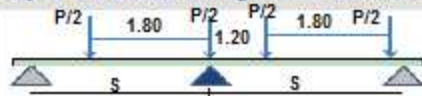
Fact Distr. C Viva para Momento en Vigas Interiores. 3 vigas

Ley de la Palanca. FDM viga INT . < 4 vigas . Un Carril Cargado



$m = 1.2$

Ley de la Palanca. FDM viga INT . Dos Carriles Cargados



Si $S \leq 3.0$ $FDM = \frac{3P(S-1)}{2S} \quad m=1.0$ Si $S > 3.0$ $FDM = \frac{P(2S-3)}{S} \quad m=1.0$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	25.5 m
FDM directo (1 carr carg)	0.44
FDM directo (>=2 carriles carg)	0.607
FDM, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDM, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Mom, FDM dominante absoluto	0.607

FACTORES DE DISTR DE CORTANTES

FD Momentos CV, FDM Vigas EXTERIORES

LEY DE LA PALANCA 1 carril carg >= 3 vigas

$$FDM viga_{ext} (1carrilc) = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

$$g = \left(0.77 + \frac{d_e}{2800}\right) g_{int}; \quad d_e = lvol_{ejes} - l_{bord}$$

LEY DE LA PALANCA 2 ó más carriles cargados . 3 vigas

Caso A . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 < Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{1.5P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 2.20)}{S} \quad m = 1.0$$

Caso B . Si $L_{bord} + 0.60 + 1.80 + 1.2 \geq Lvol_{ejes} + S$

$$FDM = \frac{P(S + Lvol_{ejes} - L_{bord} - 1.50)}{S}$$

Chequeo de FDM

considerando
Losa Rígida.
Art 4.6.2.2d

$$= \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}}{\sum x^2} \sum e$$

R: FDM NL: # Carriles
Carg Nb: # Vigas Xext:
Dist CG tablero a vigaext
x: Dist CG tablero a c/viga
e: exo carga a CG tablero

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	25.5 m
Parámetro de Rigidez Longitudinal, Kg	0.41117 m4
Fac Dist Mom, FDM LPalanc incluy m (1 carr carg)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	1.002
Fact Distr FDMint, gint	0.607
Factor Distrib Mom, FDM (g) (2 carriles carg)	0.609
Fact Distr de Mom, (2 carr carg) por Ley Palanca	-
Fact Dist Mom,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Mom,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Mom, FDM dominante	0.695

Puentes en Vigas Metálicas

FACTORES DE DISTR DE MOMENTOS

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Interiores

4 ó más vigas

$$FDV = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

1 carril cargado

$$FDV = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$$

2 ó más carriles cargados

3 vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDV_{int}(1c) = FDM_{int}(1c)$

2 Carriles Cargados

Ley de la Palanca $FDV_{int}(2c) = FDM_{int}(2c)$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	25.5 m
FDV directo (1 carr carg)	0.623
FDV directo (>=2 carriles carg)	0.721
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	-
FDV, Ley Palanca incluy m (2 carr cargad)	-
Fact Distr de Cort,FDV dominante absoluto	0.721

FACTORES DE DISTR DE CORTANTES

Factor de Distrib. de C. Viva para Cortante en Vigas Exteriores

4 ó más vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDV_{ext}(1c) = FDM_{ext}(1c)$

2 Carriles Cargados

$g = (e)g[int] = (e)FDV[int]$ $e = 0.6 + de / 3.0$
 $de = Lvol(eje)-Lbor$

3 vigas

1 Carril Cargado

Ley de la Palanca $FDV_{ext}(1c) = FDM_{ext}(1c)$

2 Carriles Cargados

Ley de la Palanca $FDV_{ext}(2c) = FDM_{ext}(2c)$

Número de Vigas, Nb	4
Separación a Ejes de Vigas, S	2 m
Espesor de la Losa, ts	0.18 m
Longitud del Puente a Ejes, L	25.5 m
FDV, Ley Palanca incluy m (1 carr cargad)	0.69
Distancia borde extBord - EjeVigaext, de	0.65 m
Factor Correcc. para distrib CV a VigExt, e	0.817 m
Factor Distr a Cortante int, g(int)	0.721
Fact Distr Cor, FDVext (2 carriles carg)	0.589
Fact Distr Cort, FDVext(2 carr carg) Ley Palanca	-
Fact Dist Cor,(1 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.687
Fact Dist Cor,(2 carr.carg) Chequeo Losa Rígida	0.695
Fact Distr de Cort, FDV dominante	0.695

ANÁLISIS DE LA VIGA . MOMENTOS		
Momentos Máximos por Carga Muerta . Sección SIMPLE . Cálculo Detallado		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
Momento por Cargas Permanentes DC1	$1.63 \times 25.5^2 / 8$	132.5 t-m
Momento por Bordillos DC2	$0.105 \times 25.5^2 / 8$	8.53 t-m
Momento por Barandas DC3	$0.075 \times 25.5^2 / 8$	6.1 t-m
Momento por Capa Rodadura DW	$0.201 \times 25.5^2 / 8$	16.32 t-m

Ecuación del Momento Máx por (Camión Diseño x IMP + Carril de Diseño)

$$M_{\max(LL+IM)} = 1.33 \left[\frac{360 \left(\frac{L}{2} + 0.717 \right)^2}{L} - 688 \right] + \frac{10.3L^2}{8} \quad \text{Ecuac 1}$$

Ecuación del Momento Máx por (Tándem Diseño x IMP + Carril de Diseño)


$$M_{\max(LL+IM)} = 1.33 \left[\frac{250 \left(\frac{L}{2} + 0.30 \right)^2}{L} - 150 \right] + \frac{10.3L^2}{8} \quad \text{Ecuac 2}$$

Ecuación del Momento Máx por Fatiga con Imp del 15%

$$M_{BFat \max(LL+IM)} = 1.15 \left[\frac{360 \left(\frac{L}{2} + 1.76 \right)^2}{L} - 1440 \right] \quad \text{Ecuac 3}$$

Momentos Mayorados. Sección Simple y Sección Compuesta. Tabla 3.4.1.1		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
MomMáx Cam+Imp+CarrDis	Ecuac 1	339.54 t-m
MomMáx Tánd+Imp+CarDis	Ecuac 2	291.66 t-m
Mom.MáxCarr.Dominante	Domina el Camión	339.54 t-m
Fact de Distr mg Flex		0.607
Mom.Viga C.Viv+Imp Dom	339.54×0.607	206.24 t-m
Mu E.L. Res. I Secc Comp	$1.25(132.5+8.53+6.1)+1.5 \times 16.32+1.75 \times 206.24$	569.3 t-m
Mu E.L. Res IV SeccSimple	1.5×132.5	198.75 t-m
Mu E.L. Serv I Secc. Comp	$(132.5 + 8.53 + 6.1) + 16.32 + 206.24$	369.68 t-m
Mu E.L. Serv II SeccComp	$(132.5 + 8.53 + 6.1) + 16.32 + 1.3 \times 206.24$	431.55 t-m
FDistr Flex 1 carr cargad	(incluye m= 1.20)	0.66
Mom Fatiga, incluy 15%IM	$M \text{ fat}(Ec 3) \times fddm / m = 179.81 \times 0.66 / 1.2$	98.9 t-m
Mu E.L. Fatig I SeccComp	1.5×98.9	148.35 t-m
Mu E.L. Fatig II SeccComp	0.75×98.9	74.17 t-m

ANÁLISIS DE LA VIGA . CORTANTES		
Cortantes Máximos por Carga Muerta . Sección SIMPLE . Cálculo Detallado		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
Cortante por Cargas Permanentes DC1	$1.63 \times 25.5 / 2$	20.78 t
Cortante por Bordillos DC2	$0.105 \times 25.5 / 2$	1.34 t
Cortante por Barandas DC3	$0.075 \times 25.5 / 2$	0.96 t
Cortante por Capa Rodadura DW	$0.201 \times 25.5 / 2$	2.56 t



Caso de Carga 1

Caso de Carga 2

Cortantes Mayorados. Sección Simple y Sección Compuesta. Tabla 3.4.1.1		
Ítem	Detalle del Cálculo	Valor
ReaccMáx Cam+Imp+CarrD	Caso de Carga 1	55.63 t
ReaccMáx Tánd+Imp+CarD	Caso de Carga 2	45.6 t
Reacc.MáxCarr.Dominante	Domina el Camión	55.63 t
Fact de Distr Cort		0.721
Reacc.Viga C.Viv+Imp Dom	55.63×0.721	40.09 t
Ru E.L. Res. I Secc Comp	$1.25(20.78+1.34+0.96)+1.5 \times 2.56+1.75 \times 40.09$	102.84 t
Ru E.L. Res IV SeccSimple	1.5×20.78	31.18 t
Ru E.L. Serv I Secc. Comp	$(20.78 + 1.34 + 0.96) + 2.56 + 40.09$	65.73 t
Ru E.L. Serv II SeccComp	$(20.78 + 1.34 + 0.96) + 2.56 + 1.3 \times 40.09$	77.75 t

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE CONSTRUCTIBILIDAD		
Verificación de la Res.Nominal de Aleta INF con Arriostram. Discreto		
$f_{bu} + f_i \leq \phi_f R_h F_{yt}$		6.10.3.2.1-1
Item	Concepto	Valor
Rh	F. Híbridez. Secc Homog.= 1 (6.10.1.10.1)	1
Phi f	F. Resist para Solic por Flex = 1 (6.5.4.2)	1
f(i)	Esf por Solicitac Hor Viga.Viga Int =0	0
f _{bu}	Esfzo en Aleta Inf E.L.IV = 1.5 M / Sb	814.7 kg/cm ²
f _{nc}	Fnc = (Rh)(Fyt)	3450 kg/cm ²
Chequeo	814.7 <= 3450	OK Cumple
Verificación de la Res.Nominal de Aleta SUP con Arriostr. Discreto		
$f_{bu} + f_i \leq \phi_f R_h F_{yt}$		6.10.3.2.1-1
Item	Concepto	Valor
Rh	F. Híbridez. Secc Homog.= 1 (6.10.1.10.1)	1
Phi f	F. Resist para Solic por Flex = 1 (6.5.4.2)	1
f(i)	Esf por Solicitac Hor Viga.Viga Int =0	0
f _{bu}	Esfzo en Aleta Sup E.L.IV = 1.5 M / St	814.7 kg/cm ²
f _{nc}	Fnc = (Rh)(Fyt)	3450 kg/cm ²
Chequeo	814.7 <= 3450	OK Cumple

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE CONSTRUCTIBILIDAD

Verificación de la Aleta Superior al Pandeo Local (6.10.8.2.2)

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad \text{Rel. Esbeltez Aleta Sup (6.10.8.2.2-3)}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad \text{Rel. Límite Esbeltez Aleta Sup (6.10.8.2.2-4)}$$

Compacta

$$\lambda_{rf} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad \text{Rel. Límite Esbeltez Aleta Sup (6.10.8.2.2-4)}$$

No Comp.

$$\text{Si } \lambda_f \leq \lambda_{pf} \quad F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{Res. al Pandeo Local (6.10.8.2.2-1)}$$

$$\text{Si } \lambda_f > \lambda_{pf} \quad F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad \text{(6.10.8.2.2-2)} \quad R_b = 1 \quad R_h = 1$$

$$f_{bu} + \frac{f_l}{3} \leq \phi F_{nc} \quad \text{(6.10.8.1.1-1)}$$

Ítem	Concepto	Valor
Lambda(f)	Ec (6.10.8.2.2-3)	5.7
Lambda(pf)	Ec (6.10.8.2.2-4) Aleta Compacta	9.1
Lambda(rf)	Ec (6.10.8.2.2-5) Aleta No Compacta	16.1
Verific.	5.7 <= 9.1 Aplica Fnc según Ec 6.10.8.2.2-	
Fnc		3450 kg/cm2
f _{bu}		814.7 kg/cm2
Chequeo	814.7 <= 3450	OK Cumple

VERIFICACIÓN DE REQUISITOS DE CONSTRUCTIBILIDAD

Verificación de la Aleta Superior al Pandeo Torsional (6.10.8.2.3)

$$\text{Si } L_b \leq L_p \quad F_{nc} = R_b R_h F_{yc} \quad \text{(6.10.8.2.3-1)}$$

$$\text{Si } L_p < L_b < L_r \quad F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \quad F_{nc} \leq R_b R_h F_{yc} \quad \text{(6.10.8.2.3-2)}$$

$$R_b = 1 \quad R_h = 1$$

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12(1 + \frac{t_w D_c}{ab_{fc} t_{fc}})}} \quad \text{(6.10.8.2.3-4, -9)}$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} \quad F_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc}$$

$$\text{Si } \frac{f_{med}}{f_2} > 1 \quad \text{ó } f_2 = 0 \rightarrow C_b = 1 \quad \text{(6.10.8.2.3-6)}$$

$$\text{Para los demás casos: } C_b = 1.75 - 1.05 \frac{f_1}{f_2} + 0.3 \left(\frac{f_1}{f_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad \text{(6.10.8.2.3-6)}$$

$$f_{bu} + \frac{f_l}{3} \leq \phi F_{nc} \quad \text{(6.10.8.1.1-1)}$$

Ítem	Concepto	Valor
L(b)	Máx Separ. Adoptada Arriostam Transv	6 m
Dc	Prof del Alma en Compr. Rango Elást.	61.5 cm
r(t)	RadGiroEf para Pandeo Tors 6.10.8.2.3-9	9.6 cm
L(p)	Long No.Arr Limite -> Alcanz.Res.Nom.Flex	2.32 m
L(r)	Long No.Arr Lim -> Alcanz. InicFluenciaNom	8.7 m
Verific.	2.32 < 6 < 8.7	OK
L.arr.men	Sep de los Otros Arriostramientos	4.88 m
f(med)	Esf en el CLnoArr (kg/cm2)	814.7
M(DC)	M por DC en punto del Arriostam	125.16 t-m
f(2)	Esf en pto donde está el Arriostm	769.6
fmed/f(2)		1.059
Cb	Fact.Modif Grad Mom(se toma conserv = 1)	1
Fnc	Resist Nom a la Flexión F(nc) (kg/cm2)	2852.99
Fbu	Esfzo Compres Aleta Sup (kg/cm2)	814.71
Chequeo	814.71 <= 2852.99	OK

Propiedades Geométricas

Prop Geométricas.Cargas de Corta Duración. 1n 1n = 8

Propiedad	Tipo Secc	Valor
Ancho de la Losa, b(losa)		200 cm
Ancho Efec Losa, b(efec))		25 cm
Área de Sección, As	Simple	649 cm ²
Inercia alr eje x, Ixx	Simple	1585660.1 cm ⁴
Centroide Inf, Yin	Simple	65 cm
Centroide Sup, Ysup	Simple	65 cm
Altura Seccion, d	Simple	130 cm
Espseor Losa, ts	Compuesta	18 cm
Área de la Losa 1n	Compuesta	450 cm ²
Área Total A(sc)	Compuesta	1099 cm ²
Centr Inferior, Yin(sc)	Compuesta	95.3 cm
Centr Superior, Ysup(sc)	Compuesta	52.7 cm
Altura Sección, d(sc)	Compuesta	148 cm
Inercia alr.eje x, Ixx(sc)	Compuesta	3053011 cm ⁴
Módulo Sección Inf Si(sc)	Compuesta	32035.7 cm ³
Módulo Sección Sup Ss(sc)	Compuesta	57932.2 cm ³

Prop Geométricas.Cargas Larga Duración. 3n 3n = 24

Propiedad	Tipo Secc	Valor
Ancho de la Losa, b(losa)		200 cm
Ancho Efec Losa, b(efec))		8.3 cm
Área de Sección, As	Simple	649 cm ²
Inercia alr eje x, Ixx	Simple	1585660.1 cm ⁴
Centroide Inf, Yin	Simple	65 cm
Centroide Sup, Ysup	Simple	65 cm
Altura Seccion, d	Simple	130 cm
Espseor Losa, ts	Compuesta	18 cm
Área de la Losa 3n	Compuesta	150 cm ²
Área Total A(sc)	Compuesta	799 cm ²
Centr Inferior, Yin(sc)	Compuesta	78.9 cm
Centr Superior, Ysup(sc)	Compuesta	69.1 cm
Altura Sección, d(sc)	Compuesta	148 cm
Inercia alr.eje x, Ixx(sc)	Compuesta	2256904.8 cm ⁴
Módulo Sección Inf Si(sc)	Compuesta	28607.4 cm ³
Módulo Sección Sup Ss(sc)	Compuesta	32657.8 cm ³

ESFUERZOS EN LA SECCIÓN



Ecuac Gral de Esfuerzos en las Aletas. E.Lím. Serv II

$$f = \frac{M_{DC}}{S_{SS}} + \frac{M_{DCS} + M_{DW}}{S_{SC,3n}} + \frac{1.3M_{(LL+IM)}}{S_{SC,n}}$$

Verificación de Esfuerzos en las Aletas

Aleta Superior Sección Compuesta
(6.10.4.2.2-1)

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf}$$

Aleta Inferior Sección Compuesta
(6.10.4.2.2-2)

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_h F_{yf}$$

Propiedad	Concepto	Esf(kg/cm ²)
M(DC) / SInf(ss)	Esf. Inf x Mom C.Perm. Ssimple	543.1
M(DC) / SSup(ss)	Esf. Sup x Mom C.Perm. Ssimpl	543.1
M(DCS+DW) / SInf(sc3n)	Esf. Inf Mom.Csobreimp. Scomp	108.2
M(DCS+DW) / SSup(sc3n)	Esf. Sup Mom.Csobreimp. Scom	70.1
1.3M(LL+IM) / SInf(sc1n)	Esf. Inf Mom.CV+Imp. Scomp	836.9
1.3M(LL+IM) / SSup(sc1n)	Esf. Sup Mom.CV+Imp. Scomp	304.7
f(aleta inf)	Esf.Aleta Inf Est Lím Serv II	1488.2
fsup (unión aleta-losa)	Esf.Aleta Sup Est Lím Serv II	917.9
Lím.Esfzo Tracc Aleta Inf	Ecuac. 6.10.4.2.2-1	3277.5
Límite Esfzo Aleta Sup	Ecuac. 6.10.4.2.2-2	3277.5
Verificac. Esfzo Aleta Inf	1488.2 <= 3277.5	Cumple
Verificac Esfzo Aleta Sup	917.9 <= 3277.5	Cumple

Estado Límite de Fatiga

Estado Límite de Fatiga (6.6.1)

$(\Delta F_n) = (\Delta F)_{TH}$ (6.6.1.2.5-1) Si $N > N_{TH} \rightarrow$ Fatiga I

$(\Delta F_n) = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3}$ (6.6.1.2.5-2) Si $N < N_{TH} \rightarrow$ Fatiga II

$N = (365)(75)n (ADTT)_{SL}$

$N_{TH} = \frac{A}{(\Delta F_{TH})^3}$ Núm Mín Ciclos en el Umbral de Amplitud Constante de Fatiga

$(ADTT)_{SL} = p(ADTT)$

$(ADTT)_{SL}$ = Núm Camiones por día en un carril, prom en vida útil puente
 $(ADTT)$ = Núm Camiones por día en una direcc, prom en vida útil puente
 p = Núm Camiones por día en una direcc, prom en vida útil puente

$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)_n$

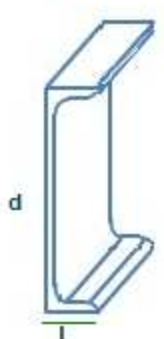
$\gamma = 1.5$ en E.L Fatiga I $\gamma = 0.75$ en E.L Fatiga II
 Δf = Rango de Esfuerzos por Camión de fatiga

Item	Concepto	Valor
M(LL+IM)fat	MomMáxFat.incluy.fdistr/m (m=1.2) (t-m)	98.9
Ssc_inf_1n	Módulo Secc Comp Inf, 1n (m3)	0.03204
M. E.L.Fat_1	MomMáx Est. Lim. Fatiga I (t-m)	148.35
Esf.Fat_1	EsfMáx Aleta Inf E,L.Fatiga I (kg/cm2)	463.07
M. E.L.Fat_2	MomMáx Est. Lim. Fatiga II (t-m)	74.17
Esf.Fat_2	EsfMáx Aleta Inf E,L.Fatiga II (kg/cm2)	231.53
ADTT(1)	Núm de camiones diarios. Caso 1	3000
ADTT(2)	Núm de camiones diarios. Caso 2	30
Ncarr	Núm de Carriles de Tráfico	2
p	Fracción de Tráfico de Cam en 1 carril	0.85
N(1)	Núm de Ciclos de rango de esf. Caso 1	69806250
N(2)	Núm de Ciclos de rango de esf. Caso 2	698062
Cat.Detail	Categ Detalle por Conector. 6.6.1.2.3.1	D
Const A	Constante A 6.6.1.2.3.1 (ksi)	2200000000
DeltaF(TH)	Umbral Efuerzos 6.6.1.2.3.1 (kg/cm2)	482
N(TH)	Límite Núm de Ciclos de Rango de Esf	6738693
EsfAct(C1)	Esf Actuante por Fatiga, Caso1 (kg/cm2)	463.07
ResNom(C1)	Resist Nom a Fatiga, Caso 1 (kg/cm2)	482
Verif.C1	463.07 <= 482	Cumple
EsfAct(C2)	Esf Actuante por Fatiga, Caso2 (kg/cm2)	231.53
ResNom(C2)	Resist Nom a Fatiga, Caso 2 (kg/cm2)	1026.3
Verif.C2	231.53 <= 1026.3	Cumple

Clase de Carretera

Interdepartam. Urbana

DEFINICIÓN DEL CONECTOR DE CORTANTE



Dimensiones (mm)

Altura d	150
Ancho Lc	200
Largo L	50
Espesor tf	8
Espesor tw	5

Diseño a Flexión

VIENTO EN LA ZONA DEL PUENTE

Tipo de Puente según Localización

Tipo de Sitio **Ciudad**

Velocidad Viento en Sitio del Puente

Vel V30 (km/h) **160**

Altura del Puente sobre el Niv Terreno

Altura z (m) **15**

Diseño a Flexión

Verificación del estado Limite de Resistencia

1. Verificación de si la Sección es Compacta

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.2.2-1)$$

D_{cp} = Profundidad del Alma en Comprs para el Momento Plástico

2. Requisitos de Ductilidad

$$D_p \leq 0.42D_t \quad (6.10.7.3-1)$$

D_p = Profundidad del Alma en Comprs para el Momento Plástico

D_t = Altura Total de la Sección Compuesta

3. Resistencia Nominal de la Sección a Flexión

Si $D_p \leq 0.10D_t \rightarrow M_n = M_p \quad (6.10.7.1.2-1 (2))$

Si $D_p > 0.10D_t \rightarrow M_n = M_p (1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t})$

M_n = Resistencia Nominal de una sección a la Flexión

M_p = Momento Plástico de la Sección Compuesta

4. Resistencia a Flexión en E.L. Resistencia I

$$M_u + \frac{f_t S_{xt}}{3} \leq \phi_f M_n \quad (6.10.7.1.1-1)$$

Si $D_p > 0.10D_t \rightarrow M_n = M_p (1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t}) \quad (6.10.7.1.2-2)$

f_t = Esfuerzo de Flexión Lateral de la Aleta (= 0, Pte Recto o Viga Int)

S_{xt} = Módulo Elástico de la Sección respecto al eje mayor para Aleta Inf

5. Resistencia a Flexión en E.L. Resistencia III y V

$$V_{DZ} = 2.5 V_o \frac{V_{30}}{V_B} \ln \frac{z}{z_o} \quad (3.8.1.1-1)$$

V_{DZ} = Velocidad de Viento de Diseño a la altura z (km/h)

V_{30} = Velocidad de Viento a 10 m sobre el nivel del terreno (km/h)

$V_o = 160$ (km/h)

V_B = Velocidad de Fricción (km/h)

Z_o = Longitud de fetch o campo de viento aguas arriba

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \text{ pero } W \text{ viento debe ser } \geq 4.5kN/m$$

$$W = \gamma \eta_i P_D d / 2 \quad M_w = W L_B^2 / 10 \quad f_t = \frac{M_w}{t_f i b f_t^2 / 6}$$

$$f_{yf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} : M_{AD} = S_{ST} \left(f_{yf} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right)$$

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

S_{NC} = Módulo Resistente de la Sección Simple

S_{ST} = Módulo Resistente de la Sección Compuesta Corta Duración

S_{LT} = Módulo Resistente de la Sección Compuesta Larga Duración

M_{D1} , M_{D2} , M_{AD} = Moms por cargas mayoradas aplicados a las secc corresp
My se tomará como el menor valor entre el calc para la aleta a comp y a tens

1. VERIFICACIÓN DE LA SECCION COMPACTA Y LA DUCTILIDAD		
Ítem	Concepto	Valor
Condición 1	D/tw <= 150 123 / 3 = 41 <= 150	Cumple OK
Condición 2	2Dcp/tw <= 3.76sqrt(E/Fy) 2x20 / 3 = 13.4 <= 91	Cumple OK
Condición 3	Fy <= 4840 kg/cm2 3450 <= 4840	Cumple OK
Ítem	Concepto	Valor
Dt	Altura Total de la Sección Compuesta	1.48
Dp	Distancia borde sup losa a ENP (sc)	0
Verificación	Dp <= 0.42Dt 0 <= 0.42 x 1.48 = 0.62	Cumple OK
2. RESISTENCIA NOMINAL DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN		
Ítem	Concepto	Valor
Mp	Momento Plástico de la Sección (t-m)	461343.7
Condic. Dom	Dp < 0.10Dt --> Mn = Mp	
Mn	Momento Resistente Nominal, Mn (t-m)	461343.7
3. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN EN ESTADO LÍM. RESISTENCIA I		
Ítem	Concepto	Valor
phi(f)	Factor de Resist para Flexión (6.5.4.2)	1
fi	fi=0 Puente no sesgado ni curvo	0
Mn	Momento Resistente Nominal de la Secc	461343.7
Mu	Mu = 1.25DC + 1.5DW + 1.75ML+i (t-m)	569.3
Verificación	569.3 <= 461343.7	Cumple OK
4a. CALCULO DE MOMENTOS Y ESFUERZOS POR VIENTO		
Ítem	Concepto	Valor
Vo	Velocidad de Fricción (3.8.1.1-1) (km/h)	19.3
Zo	Long de Fricción del Campo de Viento	2.5
V30	Vel. Viento a 10m sobre niv terr(km/h)	160
Vdz	Vel. del Viento Diseño a la alt Z(km/h)	160
PD	PD=PB(VDz^2/25600) Pb=0.0024Mpa (t/m/m)	0.24
WS	C. Viento por ml >= 0.45 t/m	0.45
W	Fza Viento W = PD D / 2 (C4.6.2.7.1-1)t/m	0.29
Mw	MWc.arr=W Lb^2 / 10 (C4.6.2.7.1-2)t-m/m	1.05
fi	Esf fl por Viento en la Aleta Inf (t/m2)	1128.21
4b. RESIST. A FLEXIÓN EN ESTADOS LÍM RESISTENCIA III y V		
Ítem	Concepto	Valor
fi(Res.V)	Esf. Mayorado fi x Viento E.L.R. V(.40 fi)(t/m2)	451.29
Límite flv	fi(V) <= 0.6Fy	2070
Mu EL RIII	Mu(R3)= 1.25(DC) + 1.5DW + 1.4WS (t-m)	208.39
Mu EL RV	Mu(R5)= 1.25(DC)+1.5DW+1.35(LL+IM)+1.4WS	486.81
Mu Dom	Mu dominante (t-m)	486.81
MD1	M C. Muerta mayorada antes secc.comp (t-m)	132.5
MD2	M por resto de Carga Muerta (t-m)	30.95
M(AD)EL III	M adic oblig para causar fluenc alet EL. III	2495.9
M(AD)EL V	M adic oblig para causar fluenc aletas EL.V	896.58
M(AD)dom <	M adic Dominante (el menor)	896.58
MYT	MD1 + MD2 + MAD(dom)	1060.02
S(XT)	S(xt) = Myt / Fy (m3)	0.0307
Mu+1/3fi Sxt	Mu + 1/3 fi Sxt	491.43
Verificación	491.43 <= 461343.7	Cumple OK

Diseño a Cortante (6.10.9)

Diseño a Cortante (6.10.9)

Para el E.L Resistencia los paneles del alma deben cumplir con

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (6.10.9.1)$$

V_n = Res Nom a Cortante (almas rigidizadas o no) (6.10.9.2 6.10.9.3)
 $\phi_v = 1$ (6.5.4.2)

Verificación de si el alma de las vigas debe ser rigidizada

$$V_n = V_{Cr} = CV_p \quad (6.10.9.2-1)$$

C = Relac Res a Pandeo por Corte vs Res Min a la Fluencia por Corte Calculada según: 6.10.9.3.2-4 , 6.10.9.3.2-5 y 6.10.9.3.2-6

Si $\frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C=1$ (6.10.9.2-4)

Si $1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$ (6.10.9.2-5)

Si $\frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \frac{Ek}{F_{yw}}$ (6.10.9.2-6)

$$V_p = 0.58F_{yw} D t_w \quad (6.10.9.3.3-2)$$

$$V_{u(apoyo)} = 1.25R_{DCperm} + 1.5R_{rod} + 1.75R_{i+imp}$$

Ítem	Concepto	Valor
D	Altura del Alma de la Viga	1230
t _w	Espesor del Alma de la Viga	30
D / t _w		41
Sqr(Ek/F _{yw})		53.84
E	Mód Elástico del Acero (kg/cm ²)	2000000
k	Coficiente Pandeo por Corte	5
F _{yw}	Lím Fluencia Acero Alma (kg/cm ²)	3450
Phi(v)	Factor de Resist. para Cortante	1
V _p	Fuerza Cortante Plástica (t)	738.37
Chequeo1	41 <= 1.12 x 53.84 Sí	
Chequeo2	1.12x53.84 < 41 <= 1.4x53.84 No	
Chequeo3	41 > 1.40 x 53.84 No	
Ec dominante	6.10.9.3.2-4	
C	Rel.PandeoCort vs Res.MinFluencia	1
V _n	Res. Nominal a Corte del Alma (t)	738.37
V _u	Cortante Último Est.Lím.Resist I (t)	102.84
Verif.	102.84 < 738.37	Cumple Corte

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)

Separación de los Conectores de Cortante

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad (6.10.10.1.2-1)$$

n = Número de Conectores de Cortante en una sección transversal
 Z_r = Res a la Fatiga por Cortante de un Conector
 V_{sr}, V_{fat} = Rango de la Fuerza Cortante Horizontal para Fatiga

$$V_{fat} = \frac{V_f Q}{I} \quad Q = A_{losa,n} Y$$

Q = Mom de primer orden del área de la sección transf (corta duración)

Resistencia por Fatiga de un Conector Tipo Canal

$ADTT_{SL} \geq 1850$ cam/día $Z_r = 375W$ Comb . Fatiga I (6.10.10.2-3)
 $ADTT_{SL} < 1850$ cam/día $Z_r = BW$ Comb . Fatiga II
 $B = 1673 - 192.9 \log N$ (6.10.10.2-4) (6.10.10.2-5)

Reemplazando, $p \leq \frac{nZ_r I}{V_f Q}$

V_f = Rango de la Fuerza Cortante bajo C Viva Fatiga

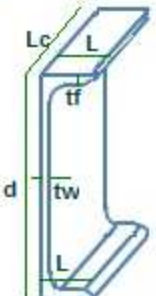
Item	Concepto	Valor
Alosa,1n	Área Transf Losa. Corto Plazo (1n), m2	0.045
Brazo Y	Brazo al Eje Neutro Secc Comp, m	0.44
Q	Mom 1er orden del Area Transf, m3	0.0197
ADTT_C1	Núm Camiones al día en 1 carr. Caso 1	3000
Cam.Fatiga	Tipo Camión de Fatiga que aplica	1
Zr	Resist a Fatiga de 1 conector.Caso1 (t)	7.5
ADTT_C2	Núm Camiones al día en 1 carr. Caso 1	30
Cam.Fatiga	Tipo Camión de Fatiga que aplica	2
Zr	Resist a Fatiga de 1 conector.Caso2 (t)	10.91
Zr_domina	Res.Fatiga de 1 conector Dominante (t)	7.5
mg(1c,vi)	Fact Distr V 1Carr int / m (m=1.2)	0.55
FactCalcSep	Factor para Cálculo Sep en función Capacidad	11.64 / Vf

SEPARACIÓN DE CONECTORES CORTANTE (Octavos de Luz)

x (m)	V+(LL+IM)	V-(LL+IM)	Rango V (t)	Separac. p (m)
0	26.82	0	26.82	0.43
3.188	22.55	-1.9	24.45	0.48
6.375	18.28	-3.8	22.07	0.5
9.562	14.01	-6.03	20.04	0.5
12.75	9.82	-8.82	19.64	0.5

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)

Diseño de los Conectores de Cortante (6.10.10)
 GEOMETRIA DEL CONECTOR DE CORTANTE ADOPTADO



Dimensiones (mm)	
Altura d	150
Ancho Lc	200
Largo L	50
Espesor tf	8
Espesor tw	5

Resistencia al cortante de un conector de cortante (6.10.10.4) Estado Límite de Resistencia I

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (6.10.10.4.1-1)$$

$\phi_{sc} = 0.85$: Q_n = Res Nom al Corte de 1 conector

$$Q_n = 0.30 (t_f + 0.50 t_w) L_c \sqrt{E_c f'_c}$$

Fuerza Cortante Total Nominal de los Conectores de cortante (6.10.10.4.2)

$$P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2} \quad (6.10.10.4.2-1)$$

$F_p = 0$ para puentes rectos

P = F. Cortante Total Nominal en la semiluz (CV)
 P_p = F. Long Total en la Losa en el pto de máx mom (CV) positivo. Se tomará el menor de:

$$P_{1p} = 0.85 f'_c b_s t_s \quad (6.10.10.4.2-2)$$

$$P_{2p} = f_{yw} D t_w + f_{yt} b_{ft} t_{ft} + f_{yc} b_{fc} t_{fc} \quad (6.10.10.4.2-3)$$

$n = P/Q_r$, n = Núm. Mín Conect en semiluz (6.10.10.3-1)

Resistencia al Cortante de un Conector, Número Total Requerido

Item	Concepto	Valor
tf	Espesor de la aleta de la canal (mm)	8
tw	Espesor del alma de la canal (mm)	5
Lc	Longitud de la canal (mm)	200
f _c	Resistencia del Concreto (kg/cm ²)	280
E _c	Módulo Elasticidad del Concreto (kg/cm ²)	253992
Q _n	Resist Nominal a Corte de un Conector (t)	53.13
phi(sc)	Factor de Resist para Conectores de Corte	0.85
Q _r	Resist a Corte mayorada de un conector (t)	45.16
P(1p)	Fza Long Opcion 1. 6.10.10.4.2-2 (t)	856.8
P(2p)	Fza Long Opcion 2. 6.10.10.4.2-3 (t)	2239.05
P(dom)	Fza Long Dominante (t)	856.8
n	Núm. Mín. de Conectores en la Semiluz	19
n(tot)	Núm. Mín. de Conectores en toda la Viga	38

Diseño de Rigidizadores en los Apoyos

Diseño de Rigidizadores en los Apoyos

$$b_l \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad \frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

Esbeltez (6.10.11.3.2-1) Esbeltez (6.9.4.2-1-1)

$b_l = b = \text{Ancho del Rigidizador}$
 $t_s = t = \text{Espesor del Rigidizador } K=0.45$
 Resistencia al aplastamiento factorada
 $(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n$ (6.10.11.2.3-1)
 $(R_{sb})_n = 1.4 A_{pn} F_{ys}$ (6.10.11.2.3-1) $\phi_b = 1$
 A_{pn} = Área circunscrita del Rigidizador dentro del alma y las aletas de la viga
 Resistencia nominal equivalente a la fluencia
 $P_o = Q F_{ys} A_g$ (6.9.4.1.1) $Q=1$
 Si $\frac{P_e}{P_o} \geq 0.44 \rightarrow P_n = [0.658 \frac{P_o}{P_e}] P_o$ (6.9.4.1.1-1)
 Si $\frac{P_e}{P_o} < 0.44 \rightarrow P_n = 0.877 P_o$ (6.9.4.1.1-2)
 A_{pn} = Área de la cruz «columna» = $2 \times 9 \times t_w \times t_w + 2 \times t_{rig} \times b_{rig}$
 Inercia rig. resp a eje por el alma = $b_{rig} \times (2b_{rig} + t_w)^3 / 12$

Radio de Giro $r = \sqrt{\frac{I}{A_{pn}}}$ $\frac{KL}{r} = \frac{0.75D}{r}$

Carga Crítica de Pandeo Elástico por Flexión
 $P_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{KL}{r})^2} A_g$ (6.9.4.1.1-2)

Resistencia de Diseño a Compresión de los Rigidizadores
 $P_r = \phi_c P_n$ (6.9.4.1.1-2) $\phi_c = 0.9$

Ítem	Concepto	Valor
bl(ap)	Ancho del Rigidizador (mm)	170
ts(ap)	Espesor Rigidizador (mm)	15
Alt Aleta	Altura de la Aleta, D (mm)	1
Fys	Límite Fluencia Acero Rigidiz. (kg/cm2)	2500
Ch Esbelt 1	Cond1 $bl \leq 0.48ts \sqrt{(E/Fys)}$ (6.10.11.3.2-1)	17 <= 20.4 Ok
Ch Esbelt 2	Cond2 $b/t \leq k \sqrt{(E/Fys)}$ (6.9.4.2.1-1)	11.3 <= 12.7 Ok
Apn	Área circuns.rigid.dentro alma y aletas (m2)	0.0213
(Rsb)n	Resist Diseño a Aplastamiento Rig.Apoyo (t)	745.5
(Rsb)r	Res. Mayorada a Aplastam. Rigidiz Apoyo(t)	745.5
Vu	Cortante sobre el Apoyo (E.Lim Res I)(t)	102.8
(Rsb)r vs Vu	Chequeo Vu vs Aplastam Mayorado Rigid(t)	745.5 >= 102.8 Ok
I	Mom Inercia Rigidizadores al Eje Alma (cm4)	6331.6
r	Radio de Giro de los Rigidizadores (cm)	5.45
KL/r = .75D/r	Cálculo y Chequeo Relac Esbeltez Rigidiz.	16.92
Pe	C.Crítica de Pandeo Elást Flexión Rig.(t)	14686.27
Po	Resist.Nominal Equival.a la Fluencia (t)	532.5
Pn	Resist. Nominal a Compr. del Rigidiz (t)	524.48
Pr	Resist. de Diseño a Compr del Rigidiz (t)	472
Verif.	Verif. Cortante vs Res a Compr (t)	472 >= 102.8 Ok

Diseño de Rigidizadores en la Luz

Diseño de Rigidizadores en la Luz

Ancho saliente bt del Rigidizador

$$b_t \geq 50 + \frac{D}{30} \quad (6.10.11.1.2-1)$$

b_t = Ancho saliente Rigidizador (mm)
 D = Altura de la Aleta (mm)

Verificación Dimensional

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad (6.10.11.1.2-2)$$

b_f = Ancho Aleta Superior (mm) t_p = Espesor del Rigidizador (mm)

$$I_t = \frac{t_p(t_w + 2 \times b_t)^3}{12} \quad (\text{rigidiz en pares})$$

$$I_t \geq I_{t1} \quad (6.10.11.1.3-3) \quad I_t \geq I_{t2} \quad (6.10.11.1.3-4)$$

$$I_{t1} \geq b J t_w^3 \quad I_{t2} \geq \frac{D^4 p_t^{1.5}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5}$$

b = El menor entre d_o y D J = Parámetro de Rigidez Flexional de un rigidiz
 p_t = El mayor valor entre $\frac{F_{yw}}{F_{crs}}$ y 1 F_{crs} = Esf Pandeo local rigidiz
 d_o = Menor dist entre paneles adyacentes

$$J \geq \frac{2.5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (6.10.11.1.3-5)$$

$$F_{crs} = \frac{0.21E}{\left(\frac{b}{t_p}\right)^2} \leq F_{ys} \quad (6.10.11.1.3-6)$$

Ítem	Concepto	Valor
D	Altura Aleta del Rigidizador (mm)	1230
bt	Ancho saliente de una Aleta (mm)	170
tp	Espesor de la Aleta (mm)	15
bf	Ancho del Patín Sup de la Viga (mm)	400
Verif.Geom1	$bt(mm) \geq 50 + D / 30$; D(mm)	170 \geq 91 OK
Verif.Geom2	$bt \leq 16 tp$	170 \leq 240 OK
Verif.Geom3	$bt \geq bf / 4$	170 \geq 100 OK
b	Ancho Total Aleta(s) (mm)	370
do	Menor distancia entre paneles adyacent. (cm)	100
pt	Mayor valor entre F_{yw}/F_{crs} y 1	1
Fyw	Límite de Fluencia Acero Alma (kg/cm ²)	3450
Fcrs	Esf de Pandeo Local para Rigidiz (kg/cm ²)	2500
J	Parámetro de Rigidez Flexional del rigidiz.	1.78
It	Mom. Inercia (2 Aletas) al eje del Alma (cm ⁴)	6331.62
It1	Mom de Inercia Límite(1) Aletas (cm ⁴)	90.89
It2	Mom de Inercia Límite(2) Aletas (cm ⁴)	409.96
Verif.Inerc	Verificación Inercia del Rigidizador	6332 \geq 410 OK
Vn	Resist al Cortante del Rigidizador (t)	0
Vu	Fuerza Cortante actuante (E.L.R I) (t)	102.84
Verif V	Verificación Vn vs Vu	0 < 103 Insuf

RIGIDIZADORES :DIMENSIONES Y RESISTENCIA

RIGIDIZADORES :DIMENSIONES Y RESISTENCIA	
En Apoyos	
Ancho bl (mm)	170
Espesor ts (mm)	15
En la Luz	
Ancho bl (mm)	170
Espesor ts (mm)	15
Altura Aleta D (mm)	1230
Esfuerzo Mín de Fluencia	
Lím Flue Fys (kg/cm2)	2500

The image contains two technical drawings of stiffeners. The left drawing, labeled 'En Apoyos', shows a stiffener with a total width of 400 mm, a central web width of 170 mm, and a thickness of 30 mm. The right drawing, labeled 'En la Luz', shows a stiffener with a web width of 170 mm and a height of 1230 mm.

Diseño de los Arriostramientos Intermedios

Diseño de los Arriostramientos Intermedios

$$W = \frac{n_i \gamma P_D d}{2} \quad (C4.6.2.7.1-1)$$

W= Fuerza de Viento mayorada por u. de long
 P_D = Presión Horizontal de Viento
 d = Profundidad del elemento

$$P_u = 1.4 W L_b \quad (E.L.R. III)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{(KL)^2} A_g \quad (6.9.4.1.2-1)$$

P_e = Carga Crítica de Pandeo Elastica L = Separación entre ejes de Vigas
 r_g = Radio de Giro K = 0.75 A_g = Área de la Sección del Arriostram.

$$P_e = Q F_{ys} A_g \quad (6.9.4.1.1)$$

Si $\frac{P_e}{P_o} \geq 0.44 \rightarrow P_n = (0.658 \frac{P_o}{P_e}) P_o \quad (6.9.4.1.1-1)$

Si $\frac{P_e}{P_o} < 0.44 \rightarrow P_n = 0.877 P_e \quad (6.9.4.1.1-2)$

Ítem	Concepto	Valor
L(b)	Separación Máxima entre Arriostramientos (m)	6
Lx	Long del Arriostram. (Sep. Ejes Vigas) (m)	2
Ag	Área de Sección del Arriostramiento (mm ²)	3929
Iyy	Inercia de la Secc.Arriostr al Ele yy (mm ⁴)	1614978
rx	Radio de Giro de la Sección del Arriost (mm)	20
d	Altura Total de la Viga (mm)	1300
Fys	Lím Fluencia Acero del Arriostram. (kg/cm ²)	2500
KLx/rx	Relación de Esbeltez	74.000986679822
Verif Esbelt	Chequeo Relac. esbeltez vs Límite Esbeltez	74 < 140 OK
Pe	Carga Crítica de Pandeo Elástico (t)	141.6
Po	Res. Nominal Equivalente a la Fluencia (t)	98.2
Pe/Po	Relación (6.9.4.1)	1.442
Pn	Resist Nominal a la Compresión (t)	73.5
Pu	Fuerza de Compresión sobre la Canal (t)	2.5
Verif P	Verificación Pn vs Pu	73.5 >= 2.5 OK

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PERFIL ADOPTADO COMO ARRIOSTRAMIENTO

- Canal de la Base Datos
- Propiedades Ingesadas por Usuario

Canales ASTM A36

C 12 x 20.7

Prop Mecánicas de la Sección

Altura (mm)	304.8
Área (mm ²)	3929.02
Inercia Iyy (mm ⁴)	1614978
Radio de Giro rx (mm)	20.27

Esfuerzo Mínimo de Fluencia

Fy Arriostr (kg/cm ²)	2500
-----------------------------------	------

Deflexiones en el C.L

Deflexión en el C.L. por:

Cargas **Permanentes** sobre la Sección **Simple**

$$\delta_{DC} = \frac{5DCL^4}{384EI}$$

DC = Cargas DC Permanentes (t/m)

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I = I_{xx}$ = Mom de Inercia Secc Simple

Deflexión en el C.L. por:

Cargas **Sobreimpuesta** sobre la Sección **Compuesta**

$$\delta_{DC} = \frac{5DCL^4}{384EI} \quad (\text{larga duración})$$

DC = Cargas DC Sobreimpuestas (t/m)

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I = I_{xx}$ = Mom de Inercia Secc Compuesta

Deflexión en el C.L. por:

Carga **Viva (Carril de Diseño)** sobre la Sección **Compuesta**

$$\delta_{DC} = \frac{5CDL^4}{384EI} \quad (\text{corta duración})$$

CD = Carril de Diseño = 1.03 t/m

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I = I_{xx}$ = Mom de Inercia Secc Compuesta

Deflexión en el C.L. por:

Carga **Viva (Camión de Diseño)** sobre la Sección **Compuesta**

Línea de Influencia de la Deflexión en el C.L.

$$Y = \frac{X}{48EI} (3L^2 - 4X^2) \quad (\text{corta duración})$$

CMD = Camión de Diseño = 36 t (3 ejes)

L = Luz de la Viga entre ejes de apoyos

E = Módulo Elástico Acero $I = I_{xx}$ = Mom Inercia Secc Compuesta

Deflexiones en el C.L por Cargas DC y por el Carril de Diseño

Ítem	Concepto	Valor
L	Luz de la Viga entre ejes de apoyos (m)	25.5
E	Módulo Elástico del Acero (kg/cm ²)	2000000
I(ss)	Momento de Inercia Sección Simple (cm ⁴)	1585660.1
I(sc)(1n)	Mom. Inercia Secc Compuesta (Corta Dur) (cm ⁴)	3053011
I(sc)(3n)	Mom. Inercia Secc Compuesta (Larga Dur) (cm ⁴)	2256904.8
C.DC Perm	Carga DC permanente (t/m)	1.63
C.DC Sobr	Carga DC sobreimpuesta (t/m)	0.381
C Carril Dis	Carga Viva por Carril de Diseño (t/m)	1.03
Deflx DCperm	Deflexión C.L. por Carga DC permanente (cm)	2.83
Deflx DCsobr	Deflexión C.L. por C DC sobreimpuesta (cm)	0.464
Deflx CarrDis	Deflexión C.L. por Carril de Diseño (cm)	0.929

Deflexiones en el C.L por el Camión de Diseño

Carga (t)	Posic Carga (m)	Deflexión L.I.(cm)	Deflexión (cm)
16	8.45	0.048	0.768
16	12.75	0.057	0.905
4	17.05	0.046	0.183
			Defl Tot = 1.857
			Fact. Dist = 0.607
			Ampl Dinám = 1.33
			Defl. Cam = 1.5

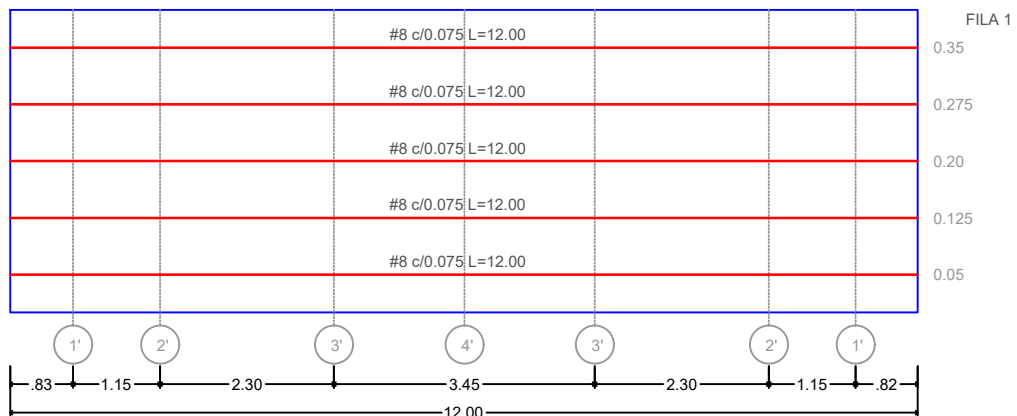
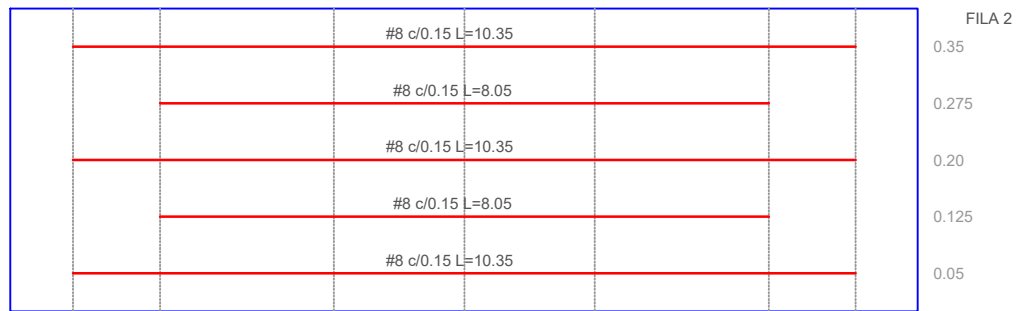
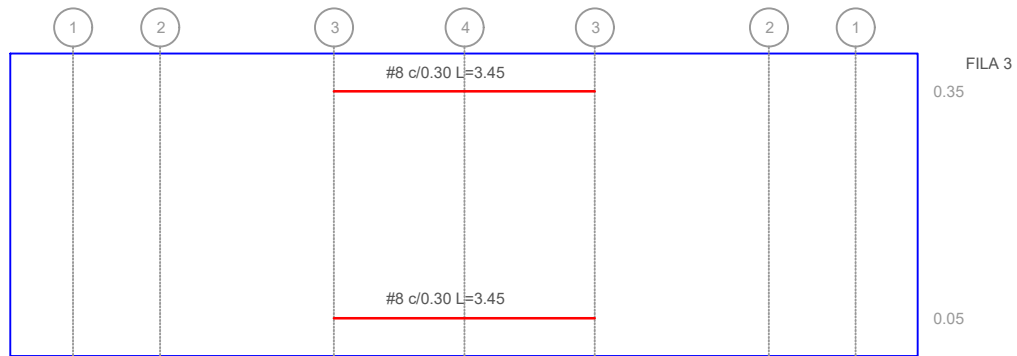
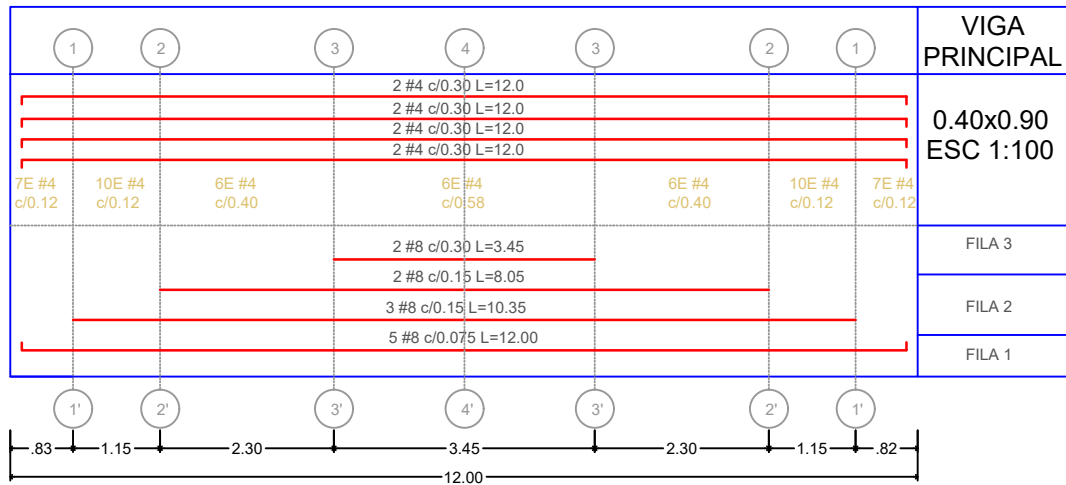
Control de las Deflexiones por la Carga Viva

Ítem	Concepto	Valor
DefCam	Deflexión C. Luz por Camión de Diseño (cm)	1.5
D0.25(Cam+Carr)	0.25 x (Defl Cam Dis, + Defl Carr Dis.) (cm)	0.607
DefDom	Deflexión Dominante (cm)	1.5
DefLím	Deflexión Límite (L/800: 2.5.2.6.2) (cm)	3.188
Verif.	1.5 < 3.188	Cumple OK

ANEXO 02

PUENTE CON TABLERO Y VIGAS EN CONCRETO REFORZADO DE 12 METROS
DE LONGITUD

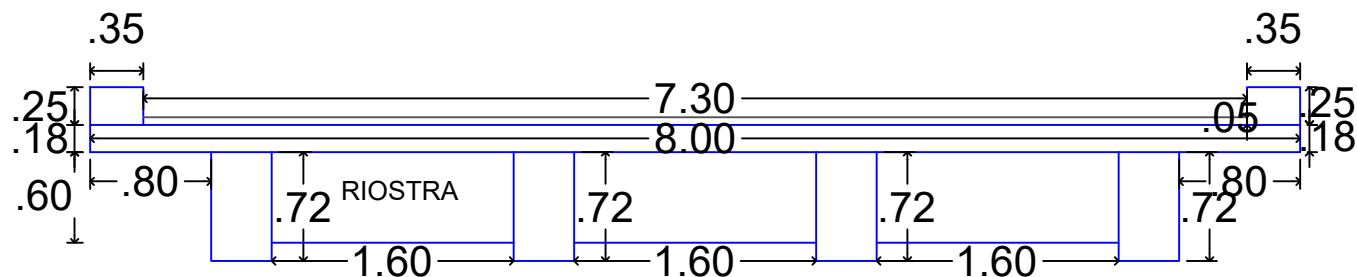
DESPIECE GENERAL DE VIGA PRINCIPAL DE 12 METROS



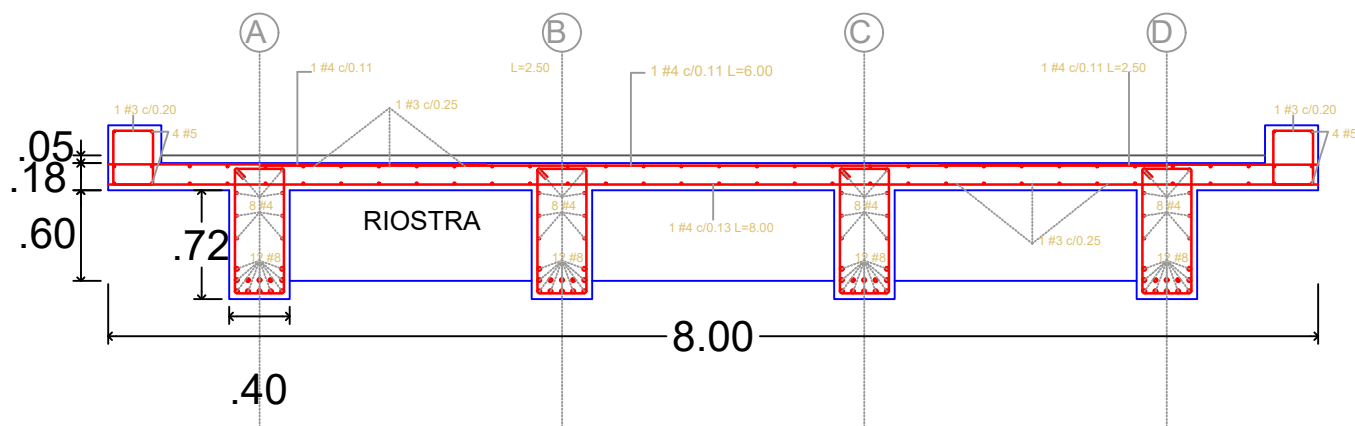
ESC 1:100

ANEXO 02
PAG 01

SECCIÓN TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 12 METROS



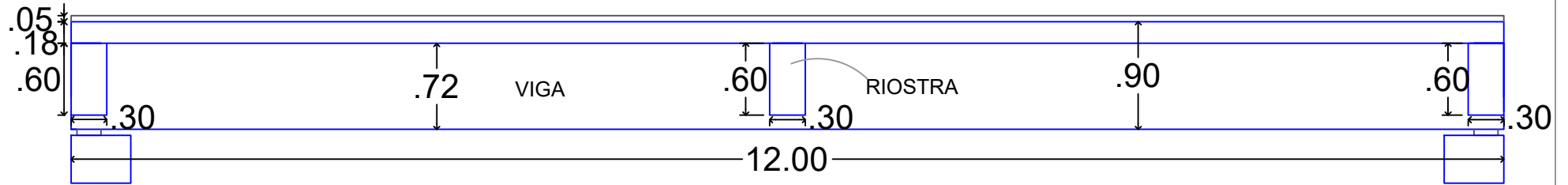
DESPIECE DE SECCIÓN TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE 12 METROS



ESC 1:50

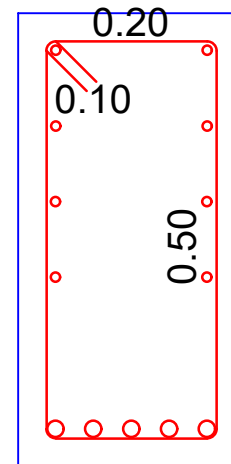
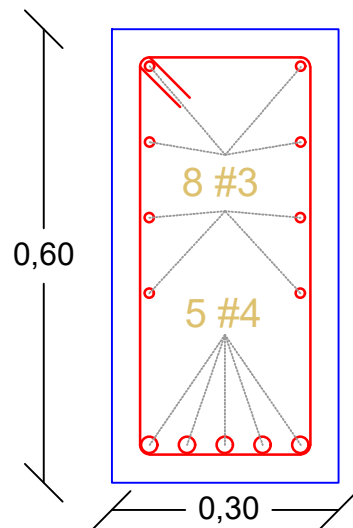
ANEXO 02
PAG 03

SECCIÓN LATERAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 12 METROS



ESC 1:50

SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS RIOSTRAS

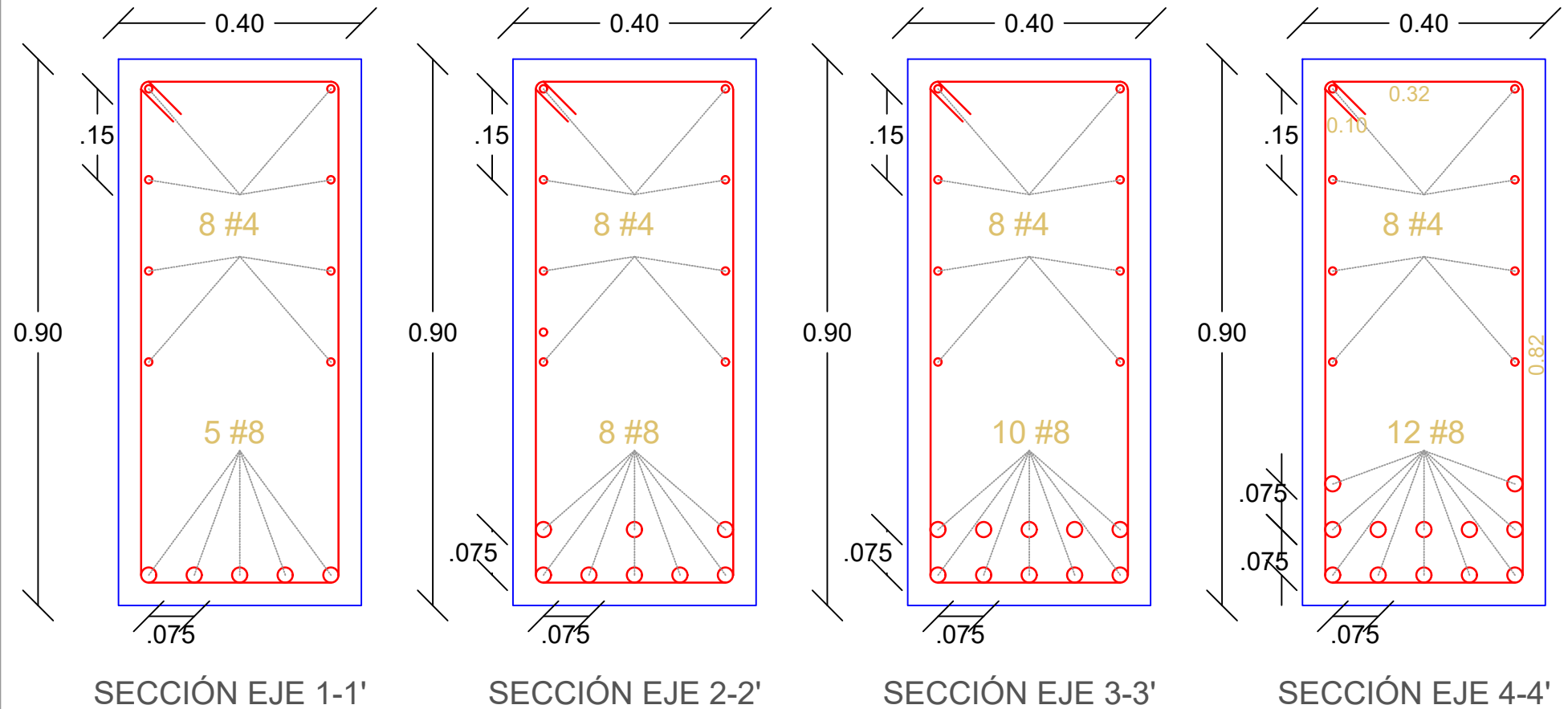


Ø3/8" C/0.20
L=1.60mts

ESC 1:10

ANEXO 02
PAG 04

SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS VIGAS DE 12 METROS



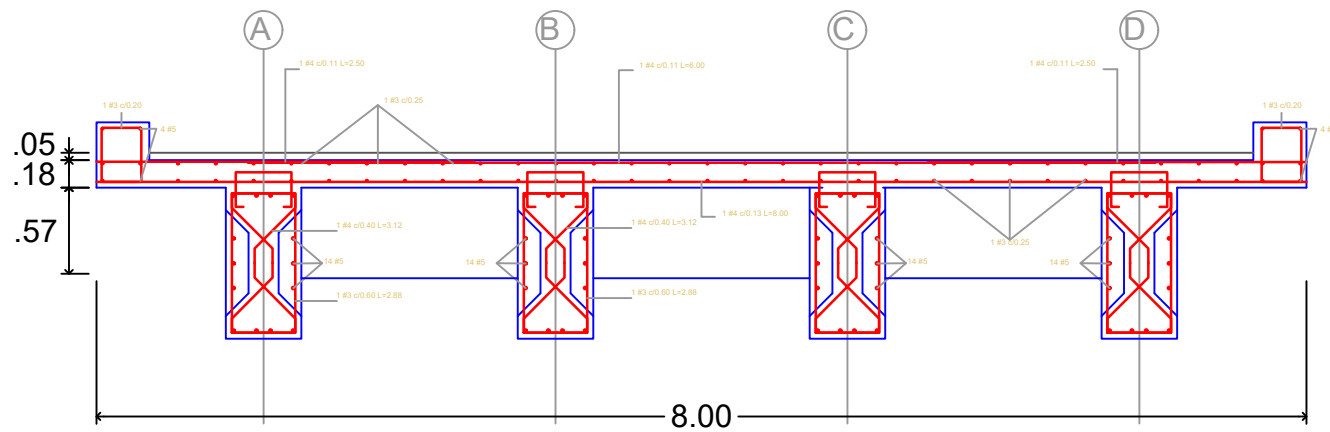
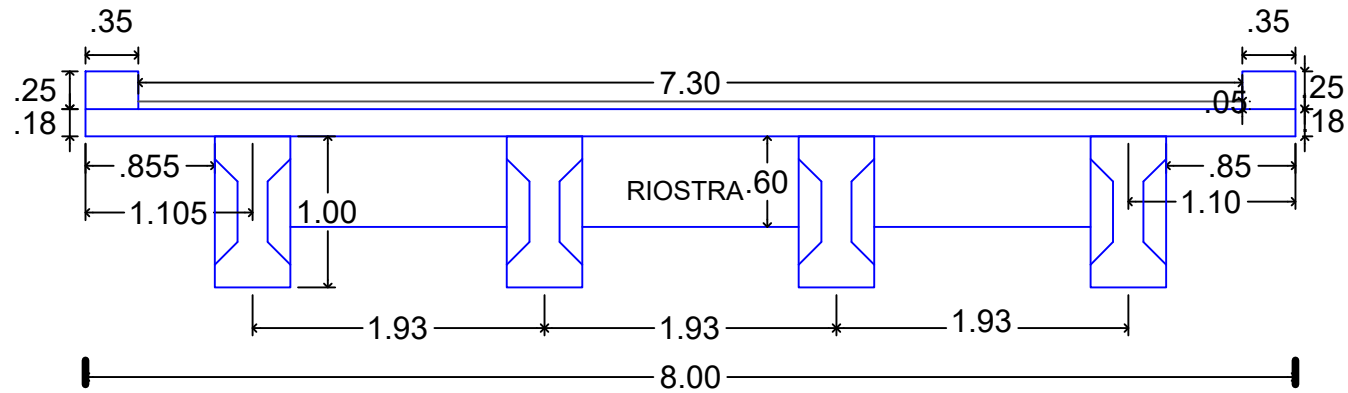
ESC 1:10

ANEXO 02
PAG 02

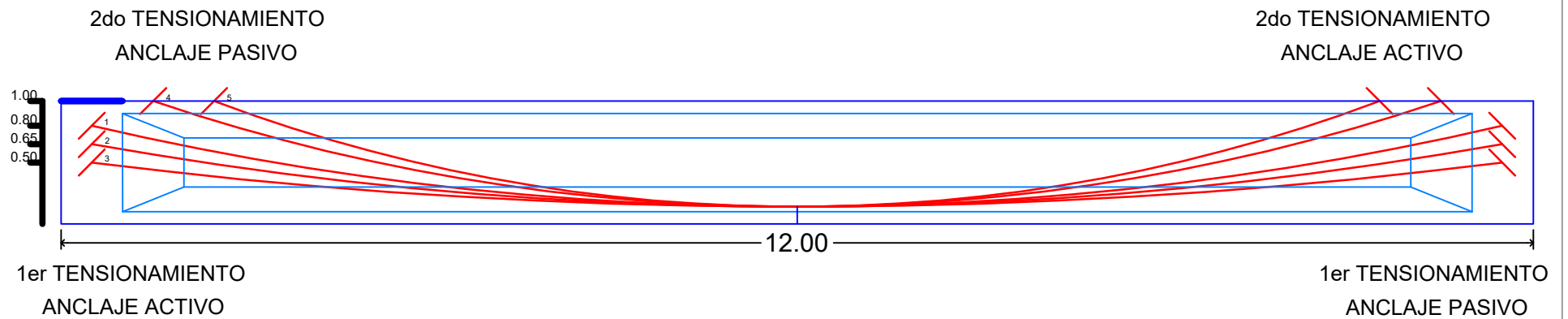
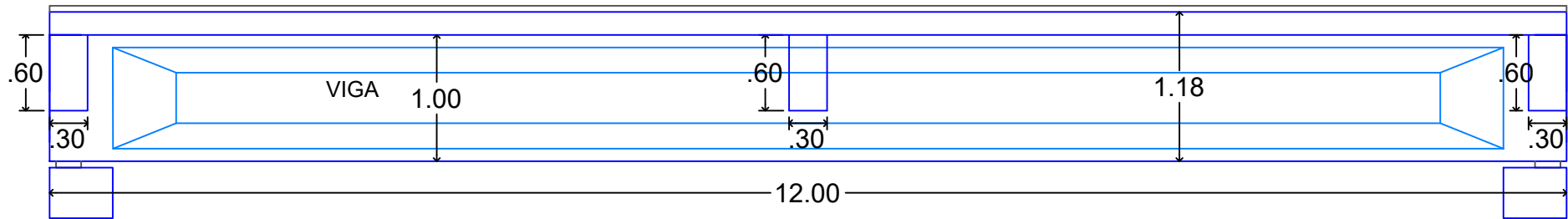
ANEXO 03

PUENTE CON TABLERO EN CONCRETO REFORZADO Y VIGAS POSTENSADAS
DE 12 METROS DE LONGITUD

SECCIÓN TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 12 METROS



SECCIÓN LATERAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 12 METROS



ESC 1:50

ANEXO 03

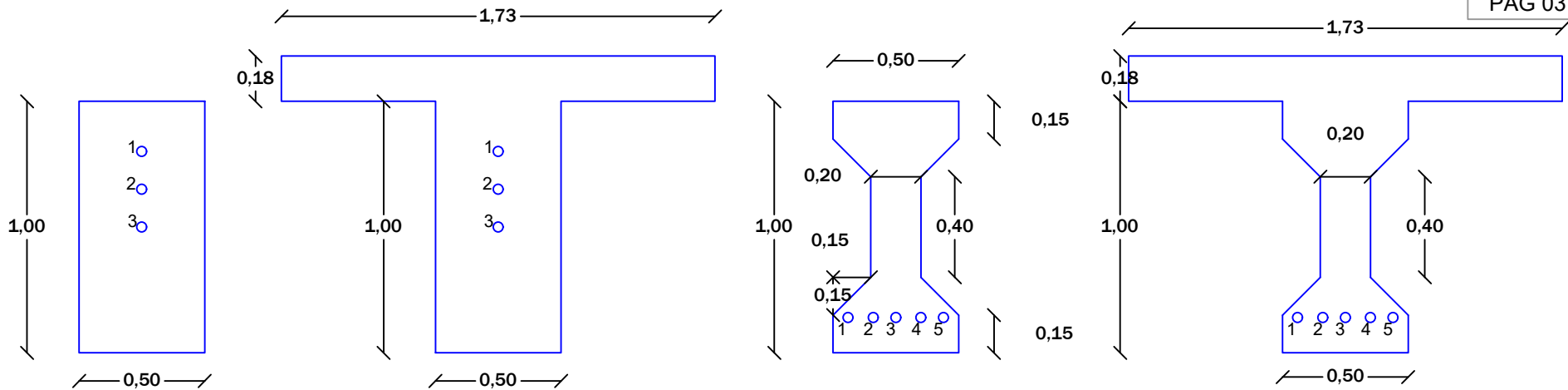
PAG 01

SECCIÓN DE VIGAS PRINCIPALES DE PUENTE DE 12 METROS

ESC 1:25

ANEXO 03

PAG 03



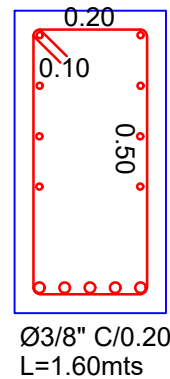
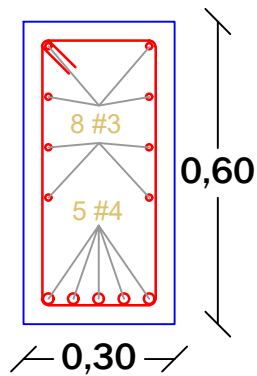
VIGA C.L. APOYOS
SECCIÓN SIMPLE

VIGA C.L. APOYOS
SECCIÓN COMPUESTA

VIGA C.L. LUZ
SECCIÓN SIMPLE

VIGA C.L. LUZ
SECCIÓN SIMPLE

SECCIÓN DE RIOSTRAS



REFUERZO PASIVO TRANSVERSAL
Ø3/8" @0.20MTS

REFUERZO PASIVO LONGITUDINAL
SUPERIOR Ø3/8" - INFERIOR Ø1/2"

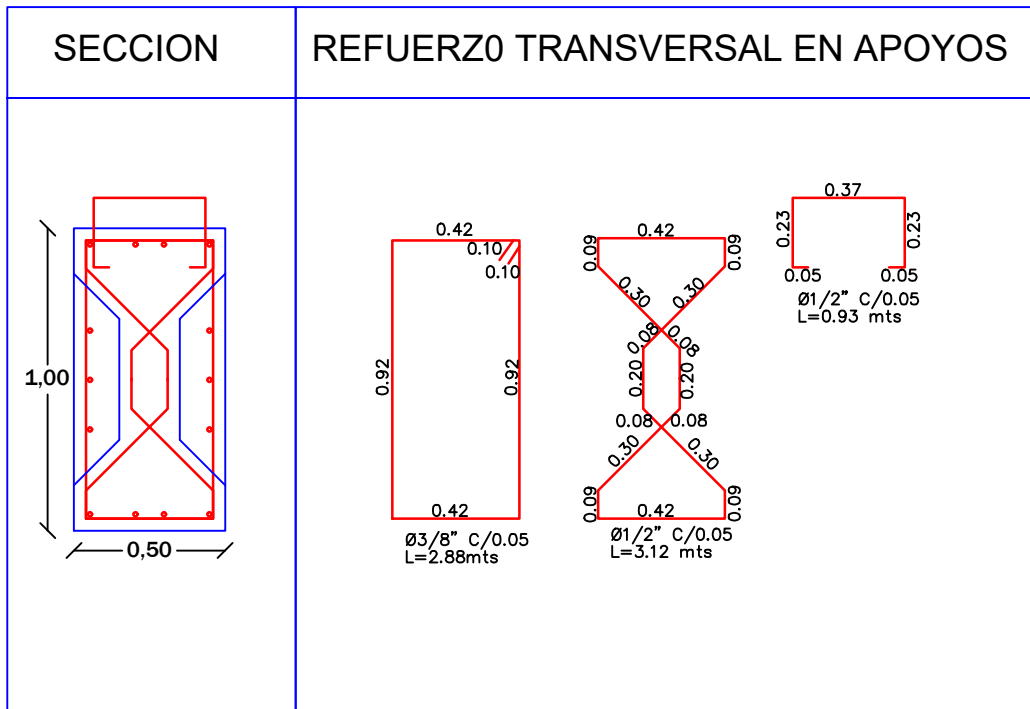
ESC 1:15

ANEXO 03

PAG 03

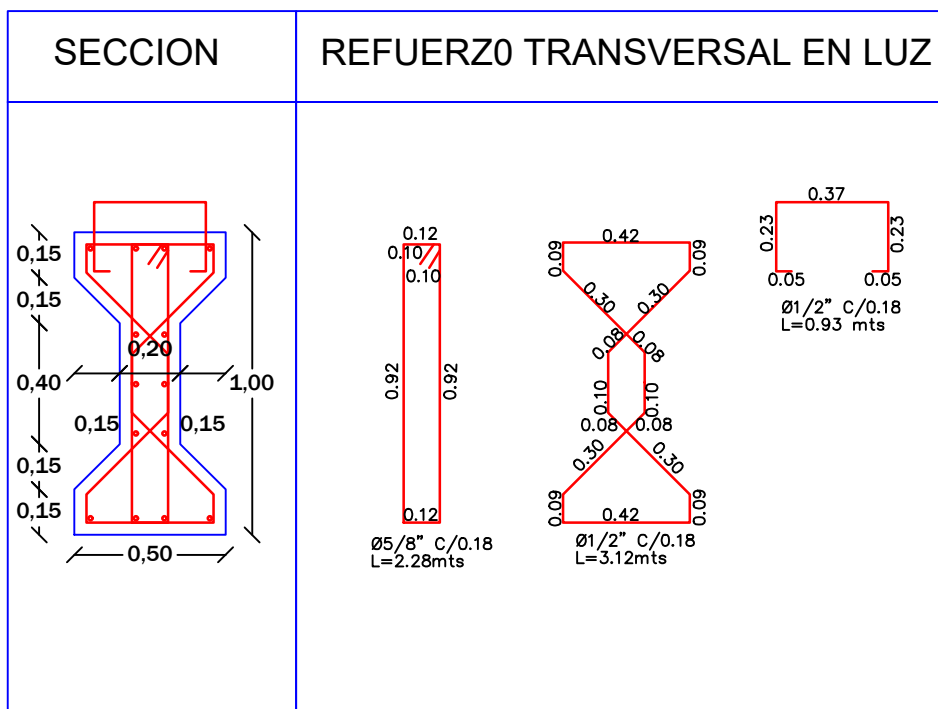
REFUERZO PASIVO TRANSVERSAL Ø1/2"
@0.05MTS

REFUERZO PASIVO LONGITUDINAL Ø5/8"



REFUERZO PASIVO TRANSVERSAL Ø1/2"
@0.18MTS

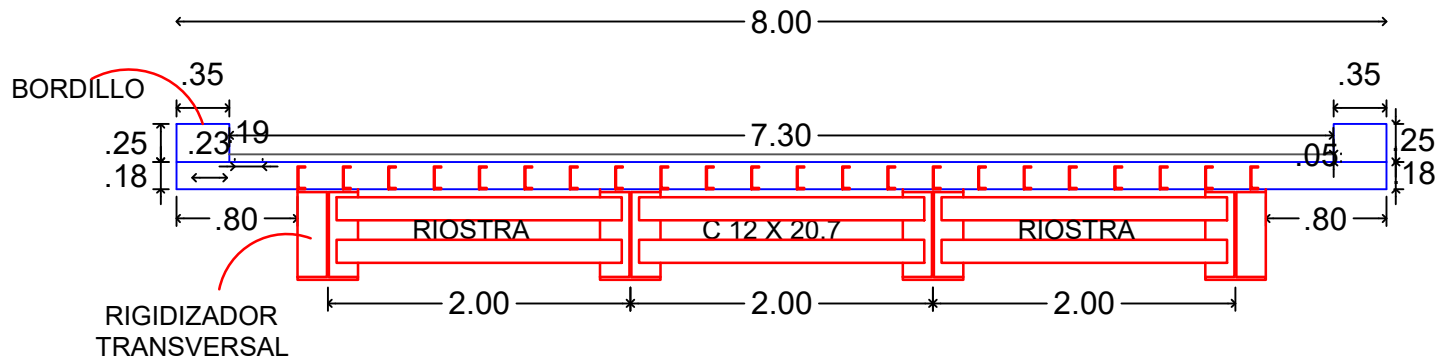
REFUERZO PASIVO LONGITUDINAL Ø5/8"



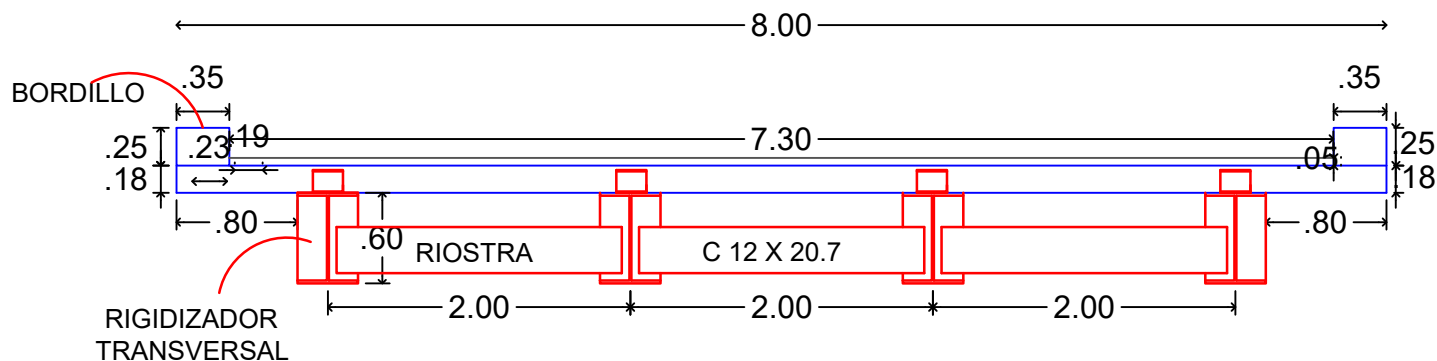
ANEXO 04

PUENTE CON TABLERO EN CONCRETO REFORZADO Y VIGAS METALICAS DE
12 METROS DE LONGITUD

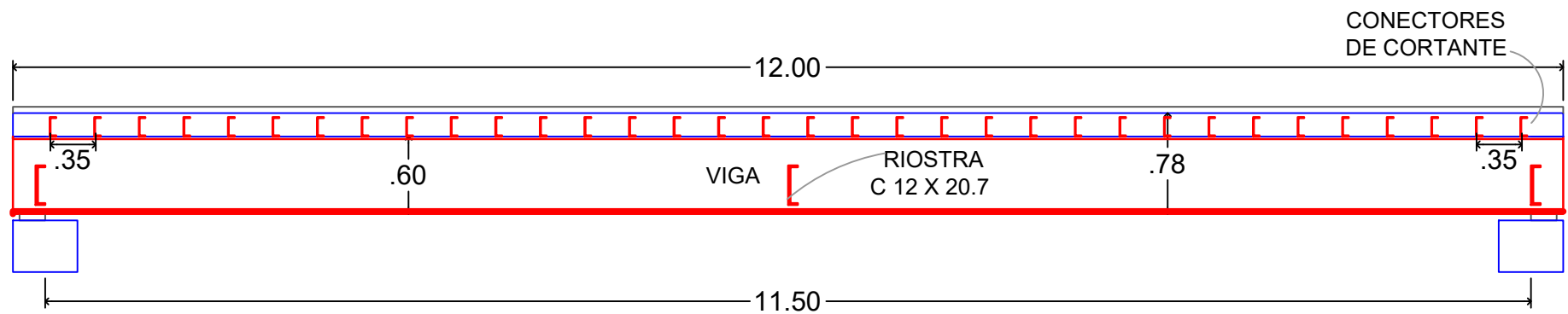
SECCIÓN TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE EN APOYOS PUENTE DE 12 METROS



SECCIÓN TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE EN C.L. PUENTE DE 12 METROS



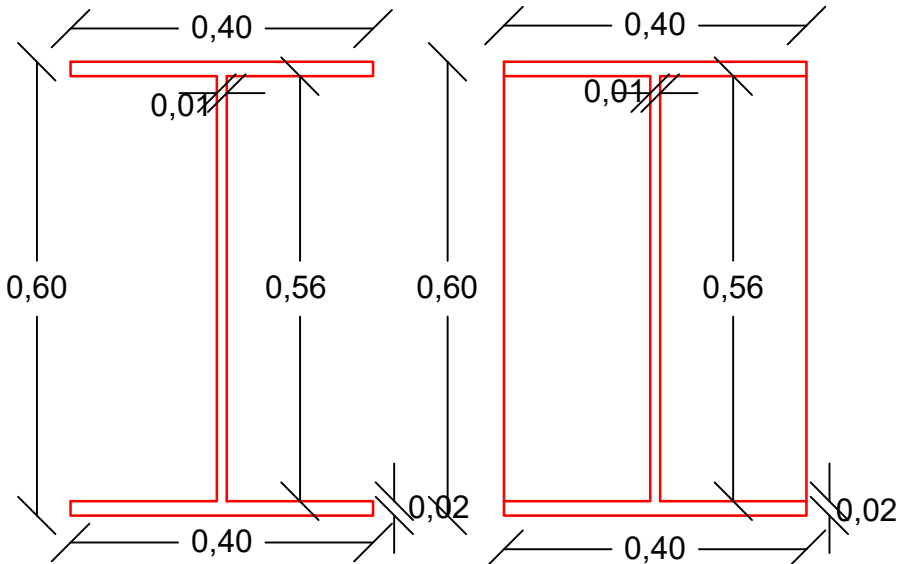
SECCIÓN LONGITUDINAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 12 METROS



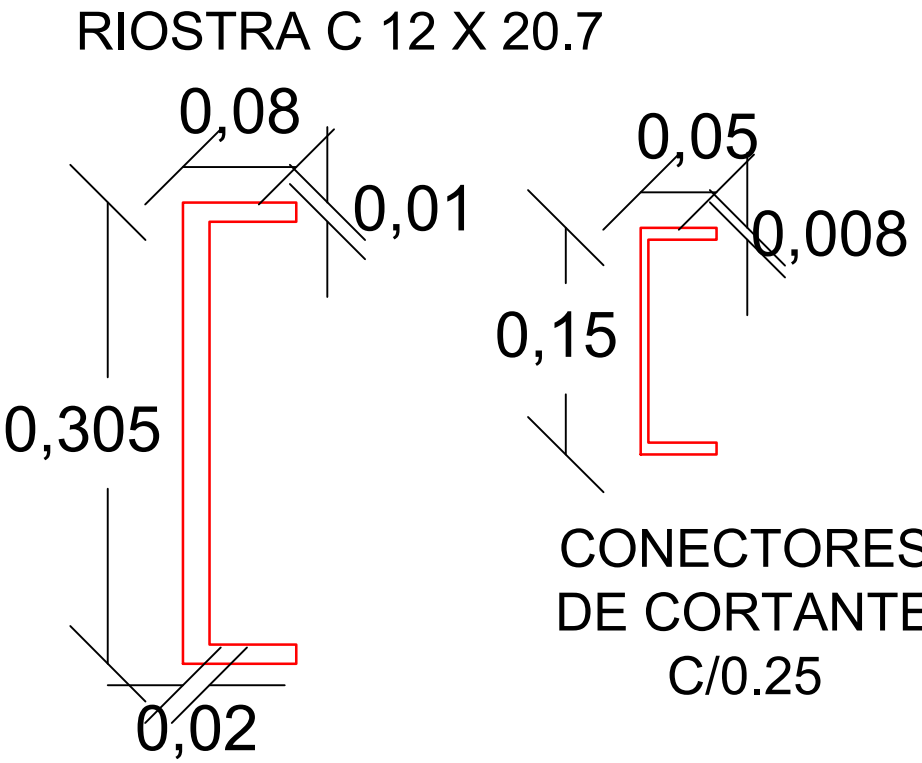
ESC 1:50

ANEXO 04
PAG 02

PERFILES METÁLICOS PUENTE DE 12 METROS



VIGA PRINCIPAL



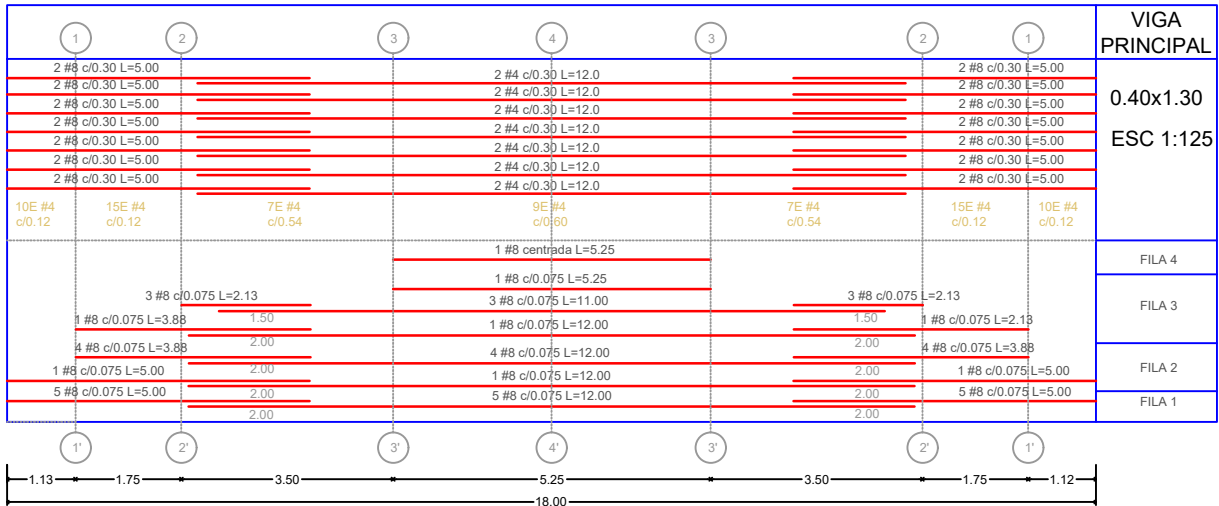
RIOSTRA C 12 X 20.7

CONECTORES DE CORTANTE C/0.25

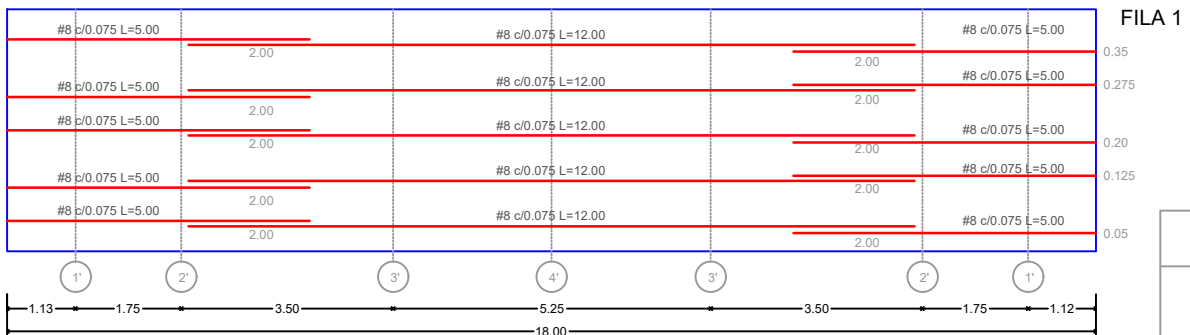
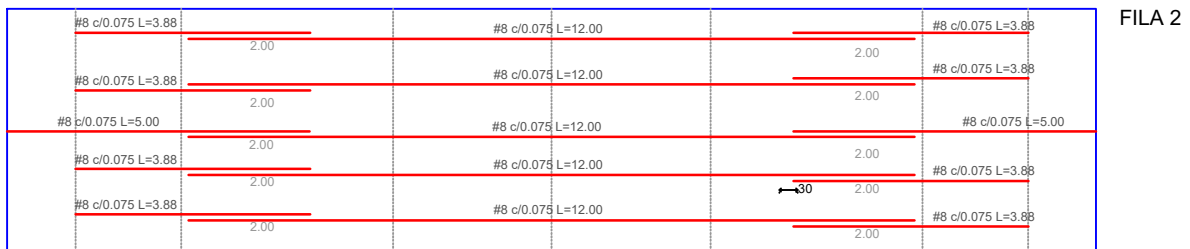
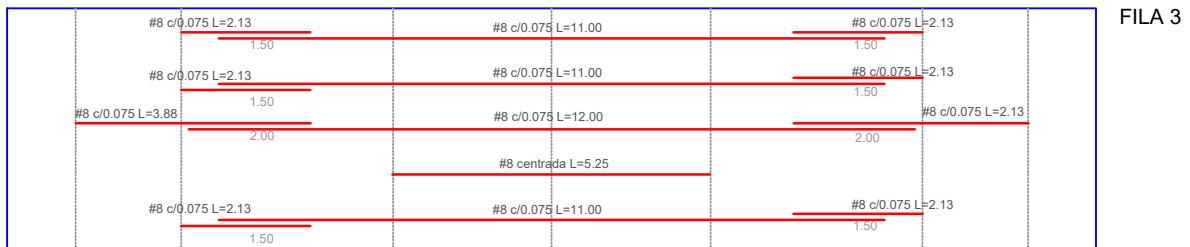
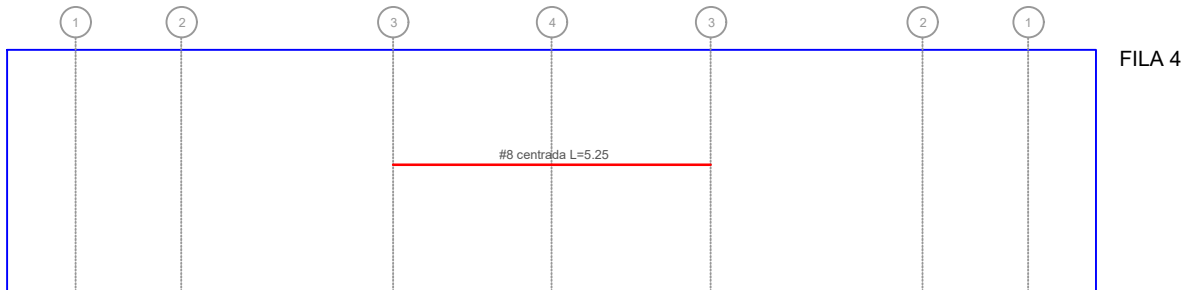
ANEXO 05

PUENTE CON TABLERO Y VIGAS EN CONCRETO REFORZADO DE 18 METROS
DE LONGITUD

DESPIECE GENERAL DE VIGA PRINCIPAL 18 METROS



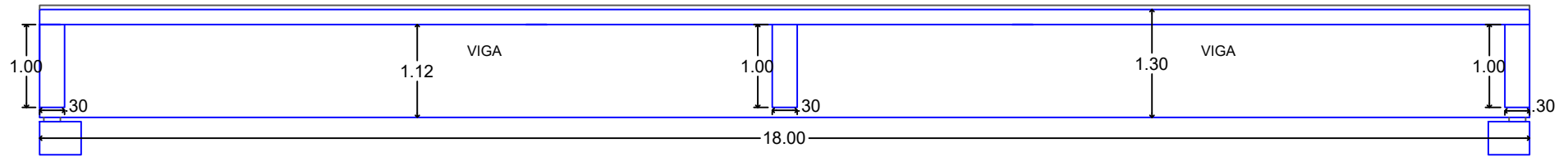
COLOCACIÓN DE REFUERZO PRINCIPAL POR FILAS



ESC 1:125

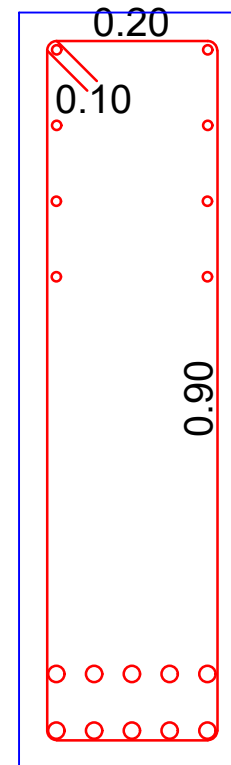
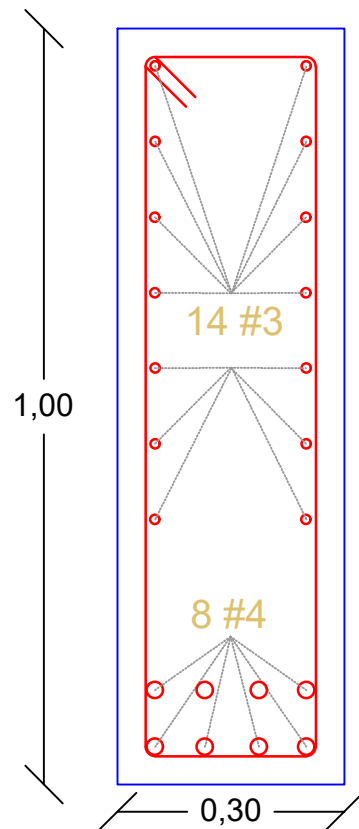
ANEXO 05
PAG 01

SECCIÓN LATERAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE 18 METROS



ESC 1:75

SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS RIOSTRAS

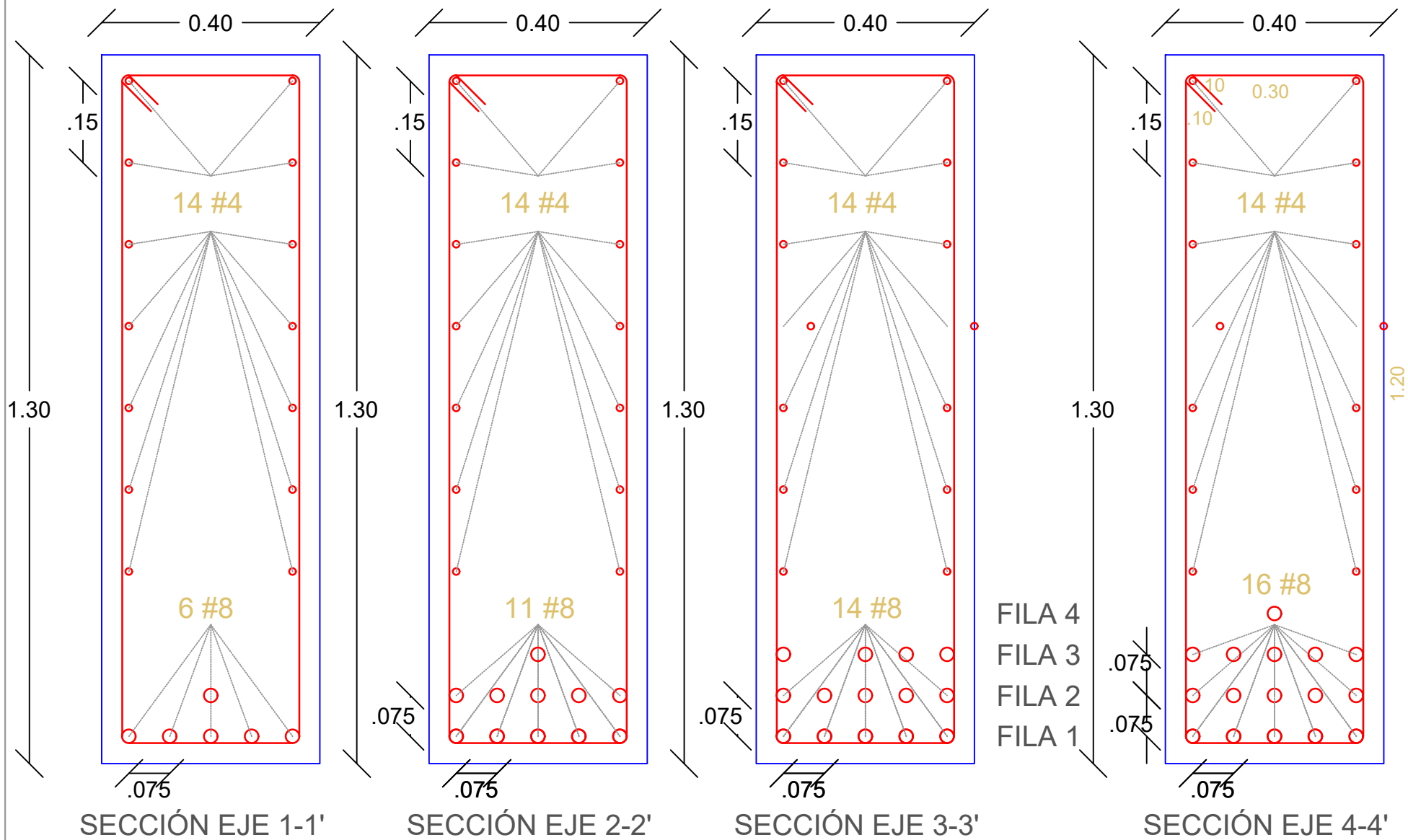


Ø3/8" C/0.20
L=2.40 mts

ESC 1:10

ANEXO 05
PAG 04

SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS VIGAS 12 METROS



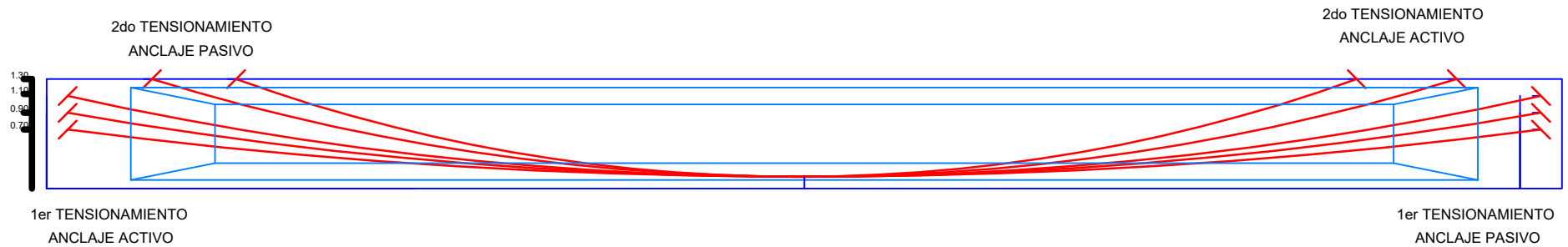
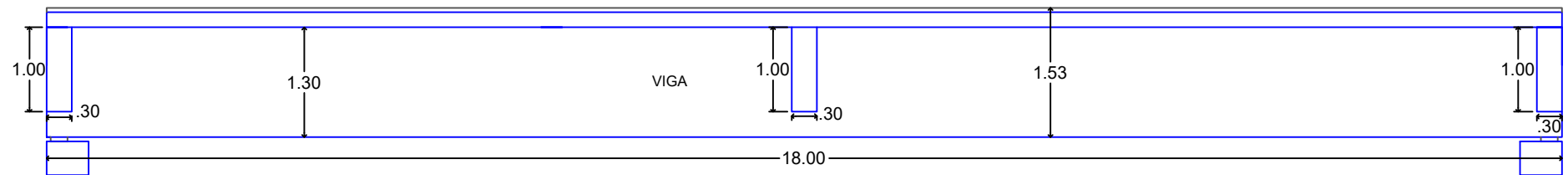
ESC 1:10

ANEXO 05
PAG 02

ANEXO 06

PUENTE CON TABLERO EN CONCRETO REFORZADO Y VIGAS POSTENSADAS
DE 18 METROS DE LONGITUD

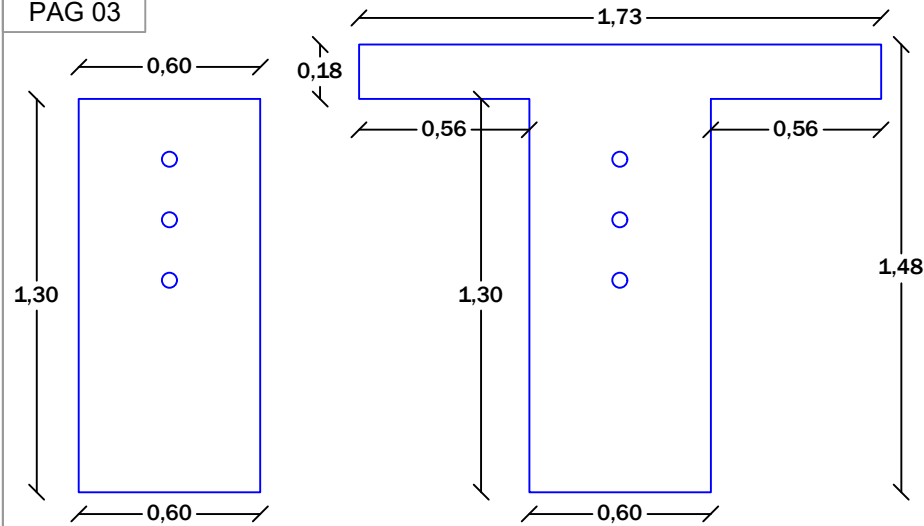
SECCIÓN LATERAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 18 METROS



ESC 1:75

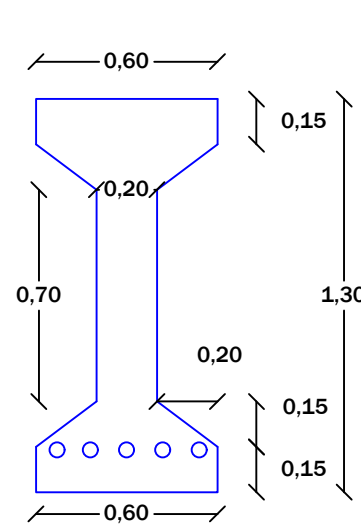
ANEXO 06
PAG 01

SECCIÓN DE VIGAS PRINCIPALES DE PUENTE DE 18 METROS

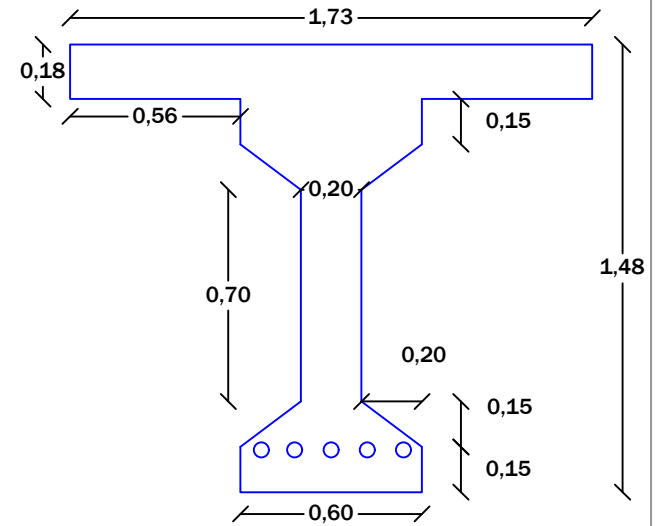


VIGA C.L. APOYOS
SECCIÓN SIMPLE

VIGA C.L. APOYOS
SECCIÓN COMPUESTA

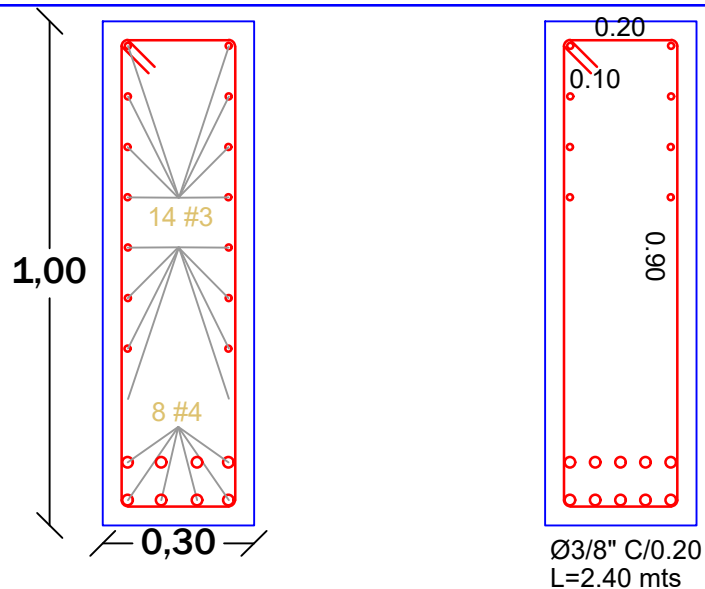


VIGA C.L. LUZ
SECCIÓN SIMPLE



VIGA C.L. LUZ
SECCIÓN SIMPLE

SECCIÓN DE RIOSTRAS

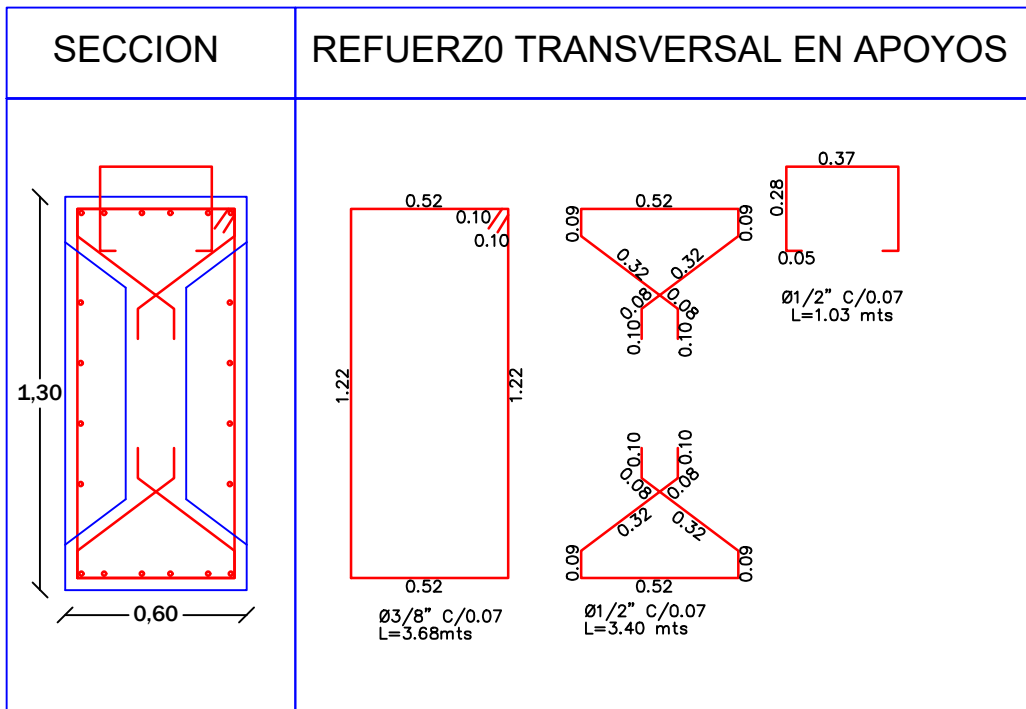


REFUERZO PASIVO TRANSVERSAL
Ø3/8" @0.20MTS

REFUERZO PASIVO LONGITUDINAL
SUPERIOR Ø3/8" - INFERIOR Ø1/2"

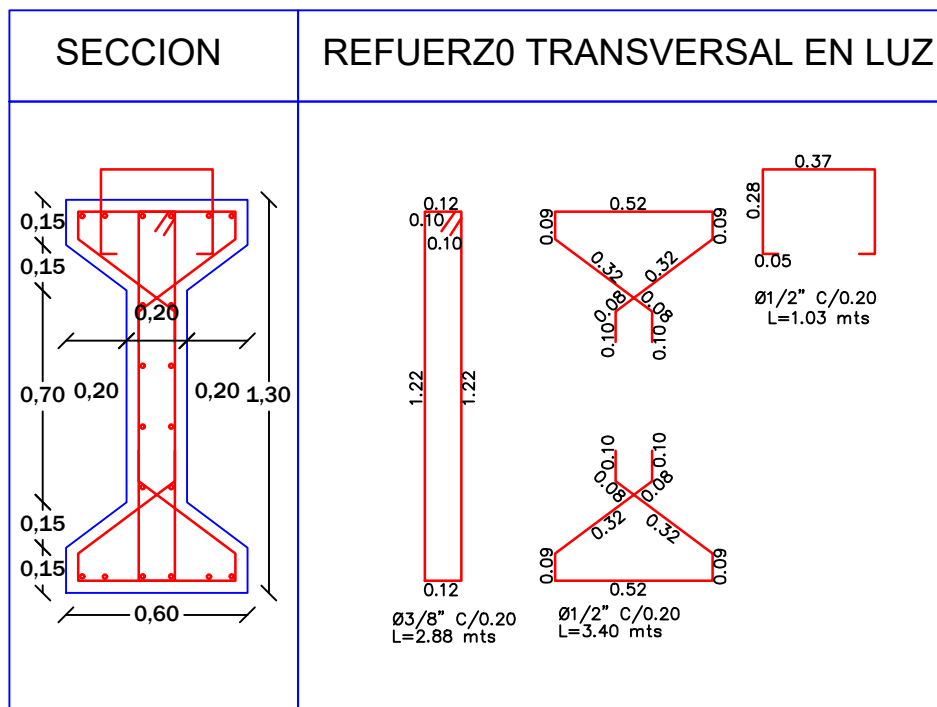
REFUERZO PASIVO TRANSVERSAL Ø1/2"
@0.07MTS

REFUERZO PASIVO LONGITUDINAL Ø5/8"



REFUERZO PASIVO TRANSVERSAL Ø1/2"
@0.20MTS

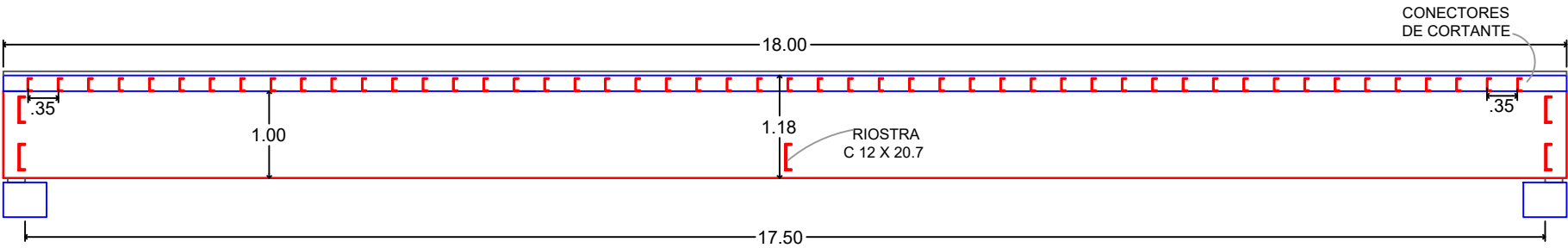
REFUERZO PASIVO LONGITUDINAL Ø5/8"



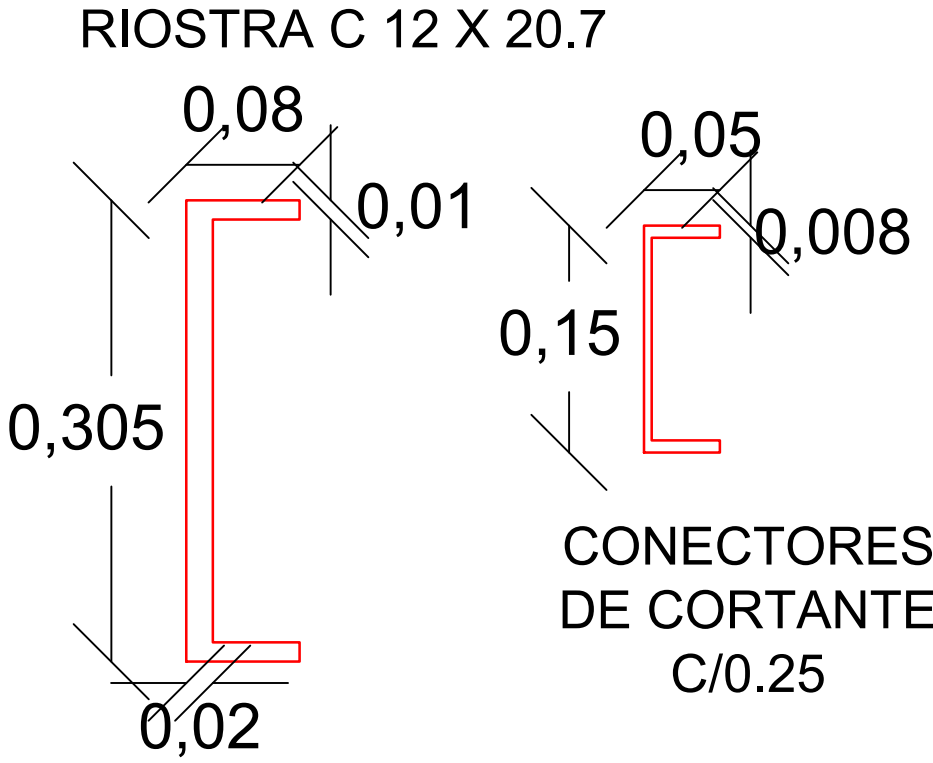
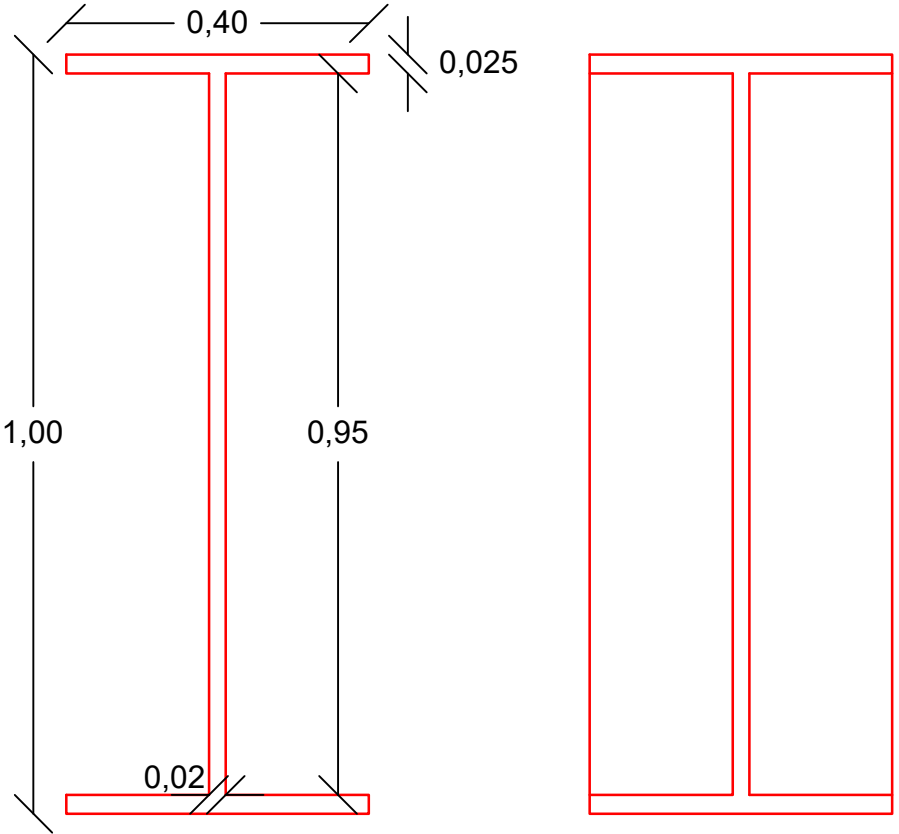
ANEXO 07

PUENTE CON TABLERO EN CONCRETO REFORZADO Y VIGAS METALICAS DE
18 METROS DE LONGITUD

SECCIÓN LONGITUDINAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 18 METROS



PERFILES METÁLICOS PUENTE DE 18 METROS

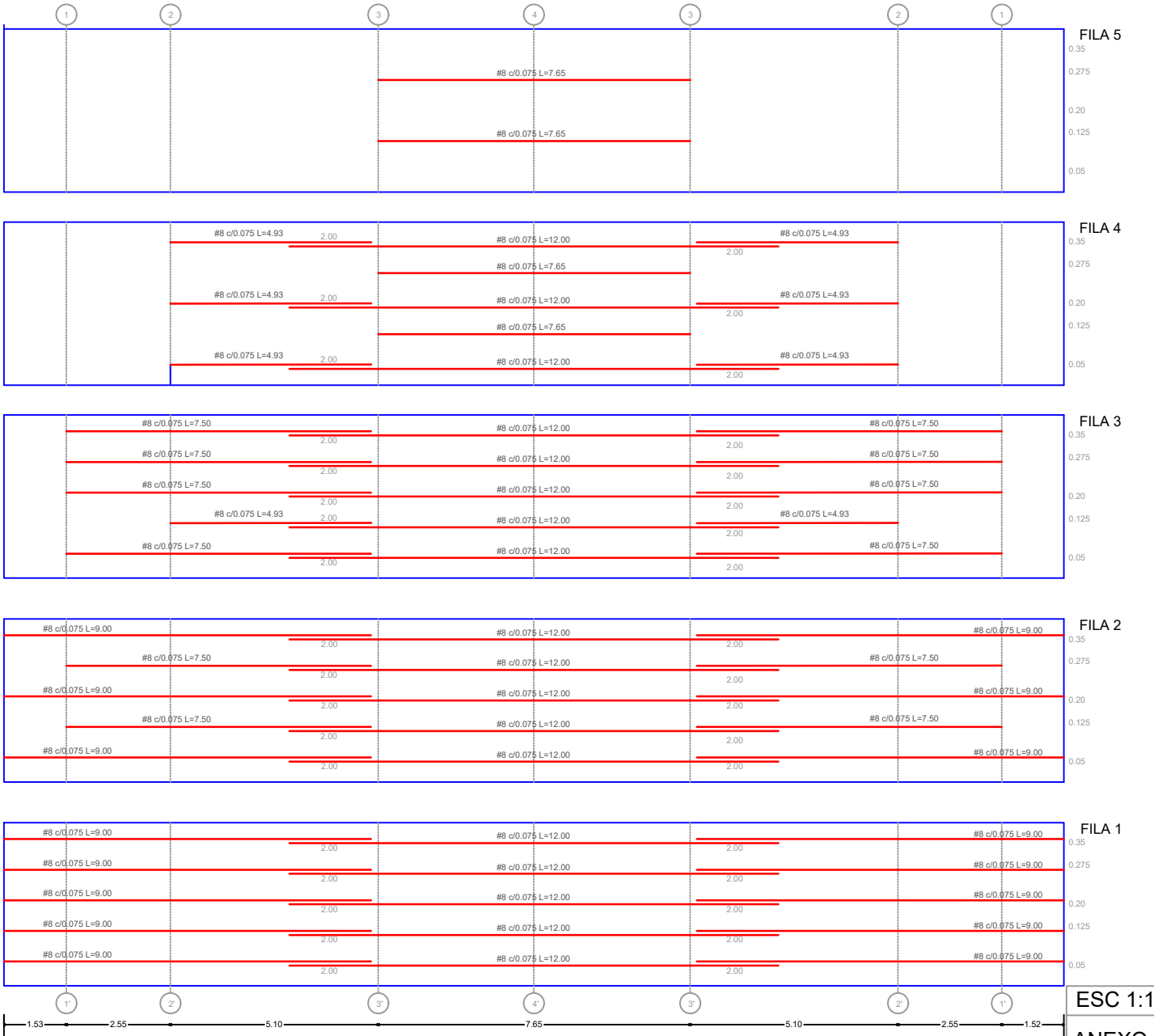


VIGA PRINCIPAL

ANEXO 08

PUENTE CON TABLERO Y VIGAS EN CONCRETO REFORZADO DE 26 METROS
DE LONGITUD

DESPIECE GENERAL DE VIGA PRINCIPAL DE 26 METROS



VIGA PRINCIPAL

0.40x1.80
ESC 1:150

FILA 5

FILA 4

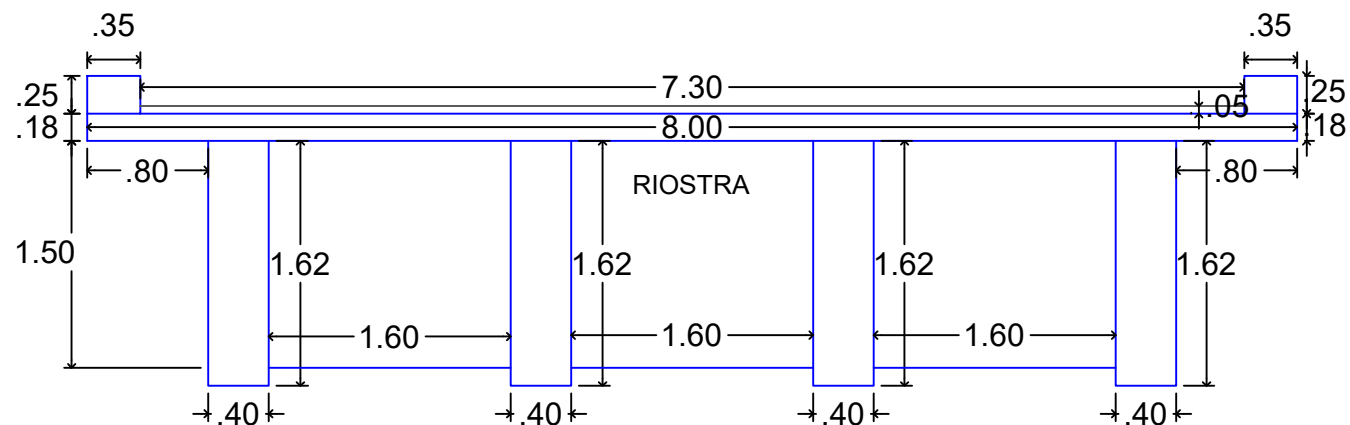
FILA 3

FILA 2

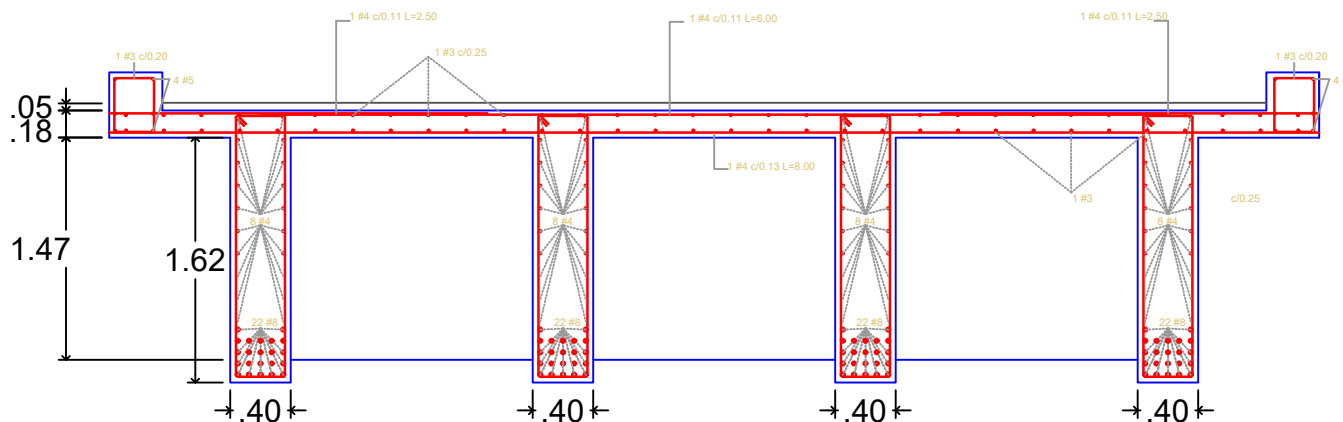
FILA 1

ESC 1:150

SECCIÓN TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE 26 METROS



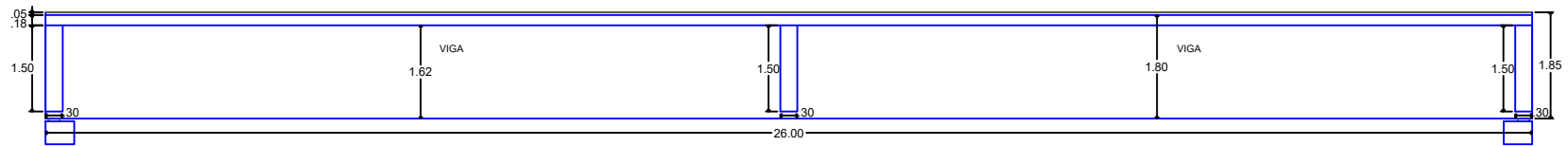
DESPIECE DE SECCIÓN TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE 26 METROS



ESC 1:50

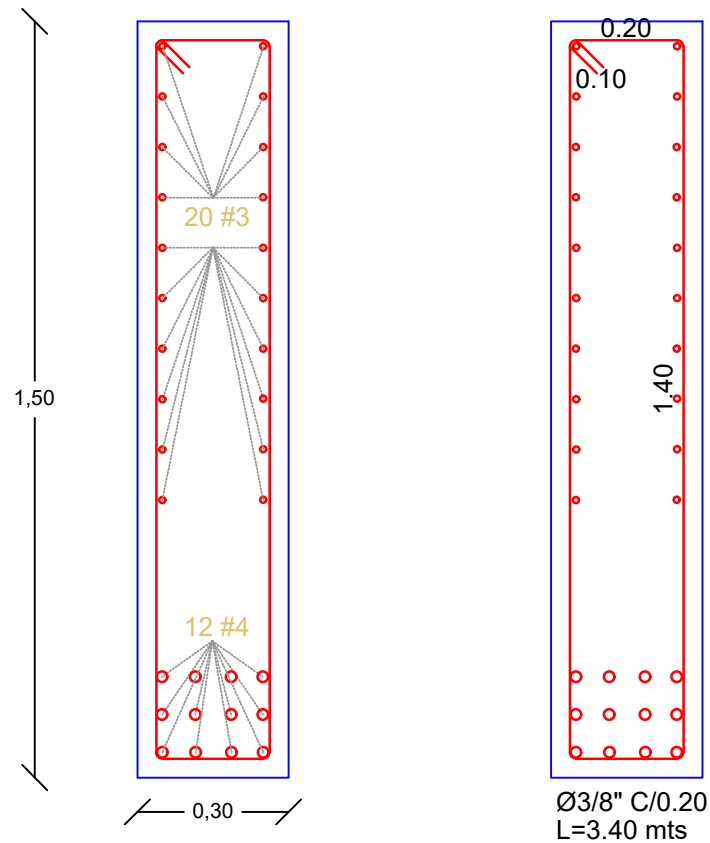
ANEXO 08
PAG 03

SECCIÓN LATERAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE 26 METROS



ESC 1:125

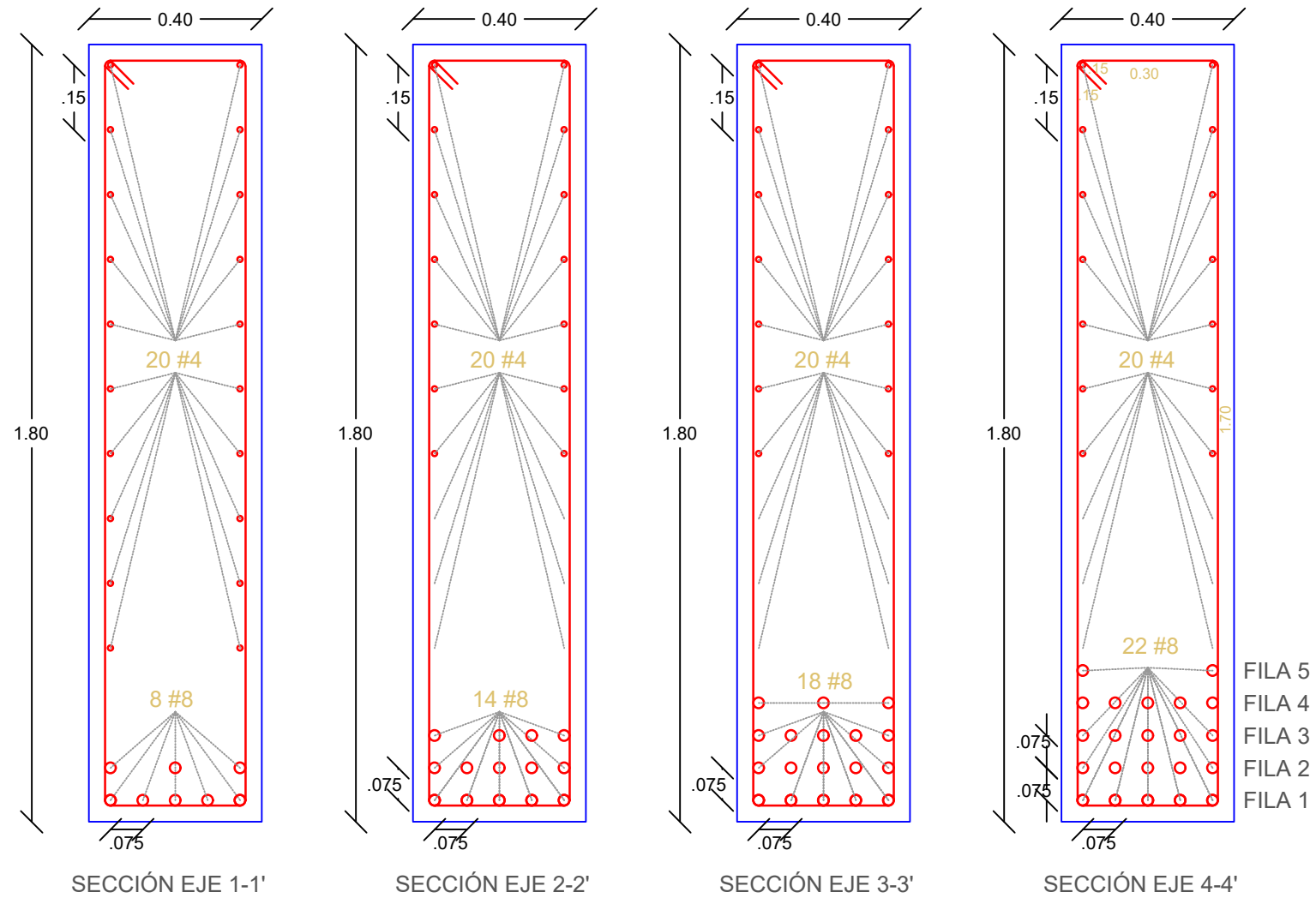
SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS RIOSTRAS



ESC 1:15

ANEXO 08
PAG 04

SECCIÓN TRANSVERSAL DE LAS VIGAS 26 METROS



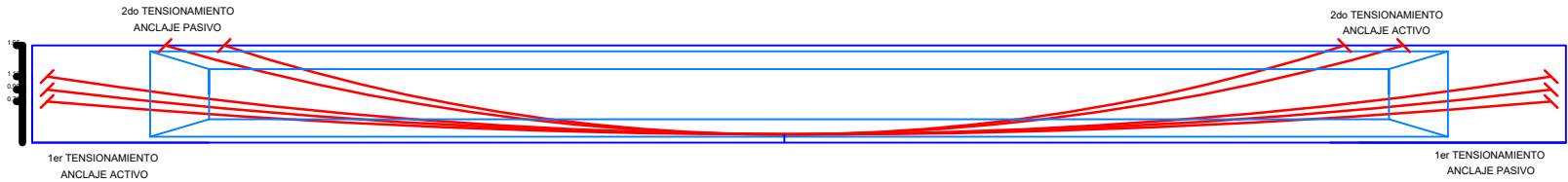
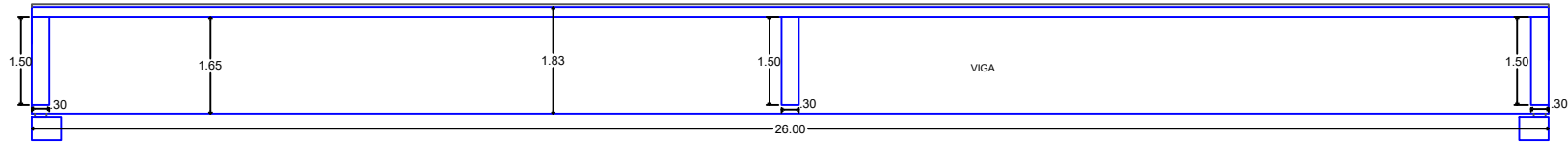
ESC 1:15

ANEXO 08
PAG 02

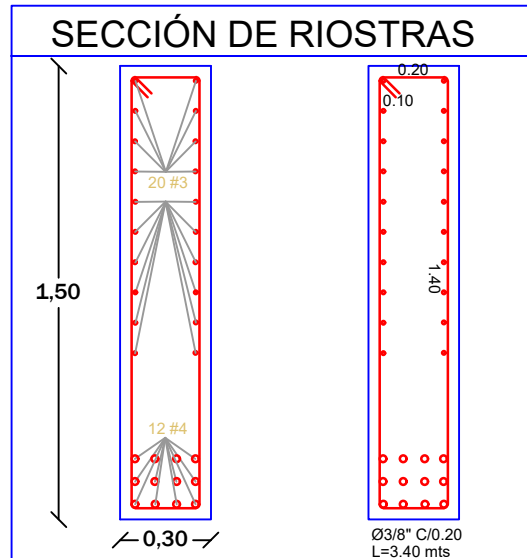
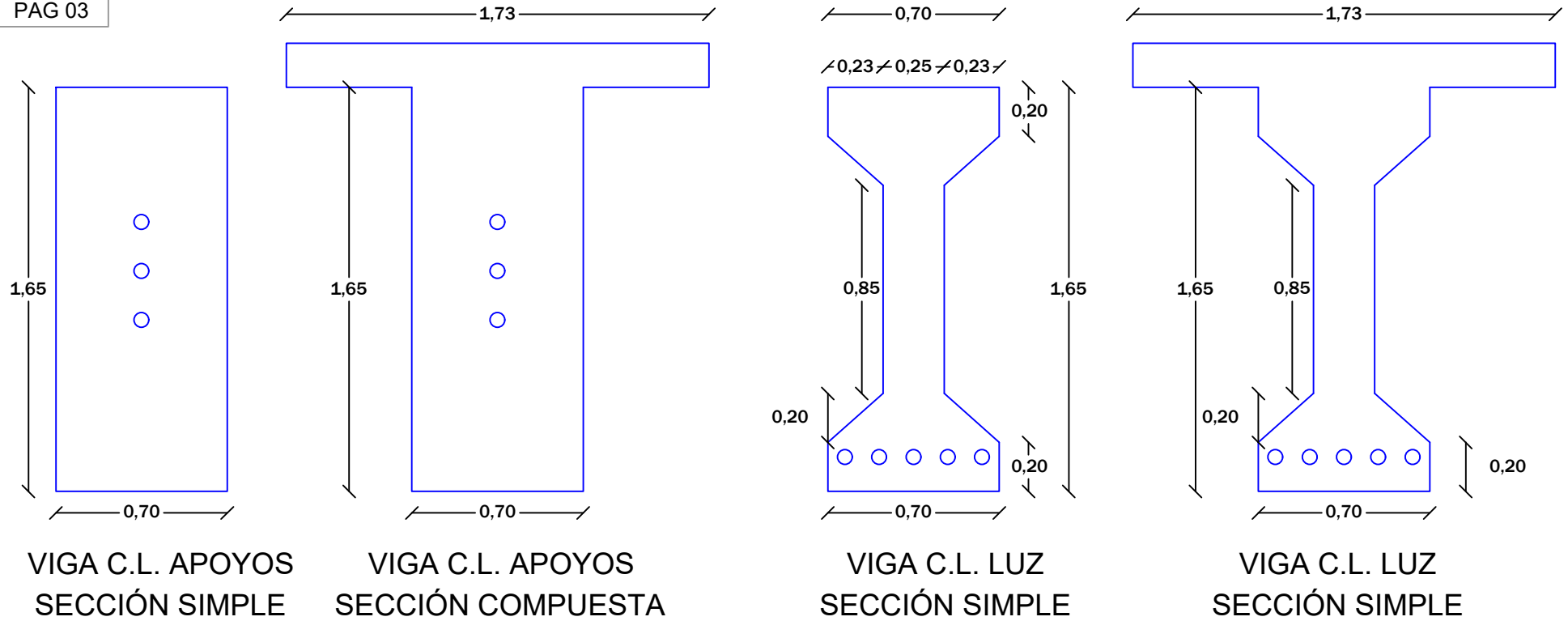
ANEXO 09

PUENTE CON TABLERO EN CONCRETO REFORZADO Y VIGAS POSTENSADAS
DE 26 METROS DE LONGITUD

SECCIÓN LATERAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 26 METROS

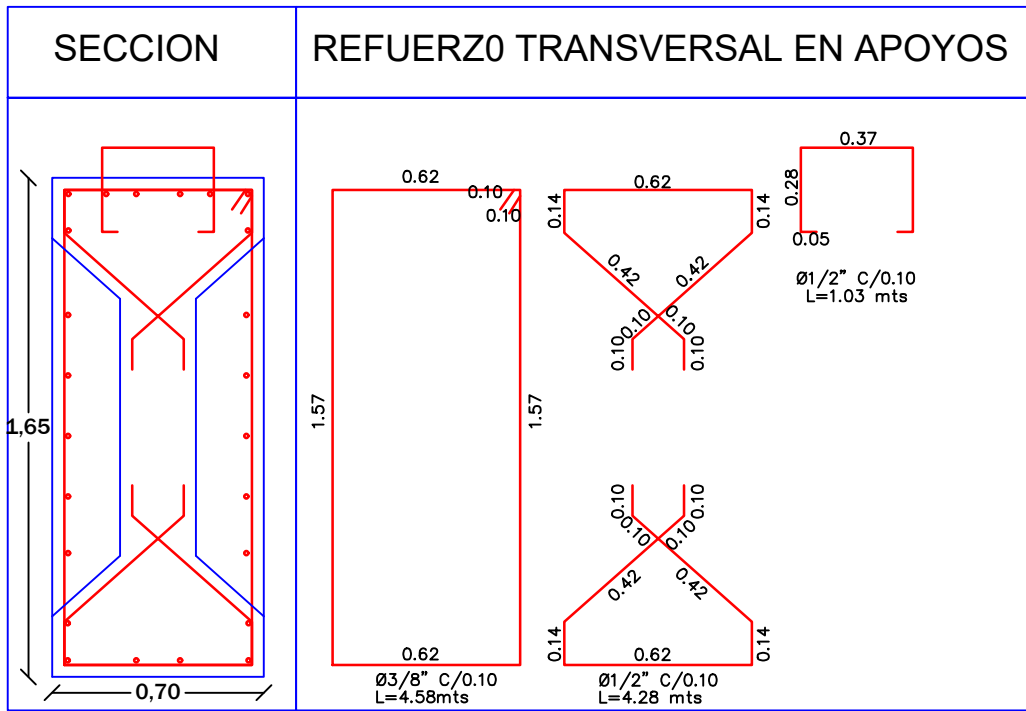


SECCIÓN DE VIGAS PRINCIPALES DE PUENTE DE 26 METROS



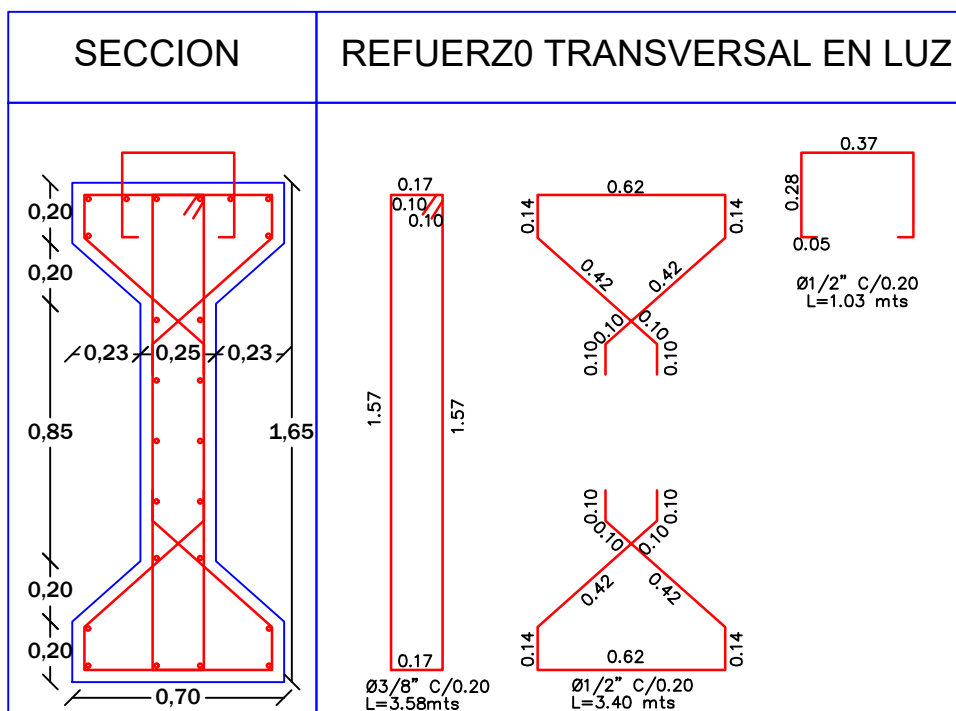
REFUERZO PASIVO TRANSVERSAL Ø1/2"
@0.10MTS

REFUERZO PASIVO LONGITUDINAL Ø5/8"



REFUERZO PASIVO TRANSVERSAL Ø1/2"
@0.20MTS

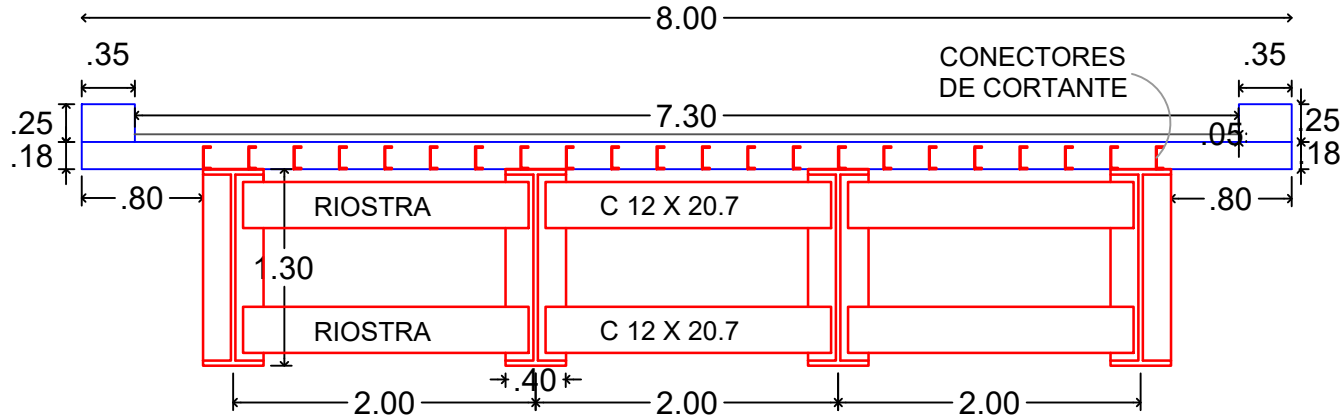
REFUERZO PASIVO LONGITUDINAL Ø5/8"



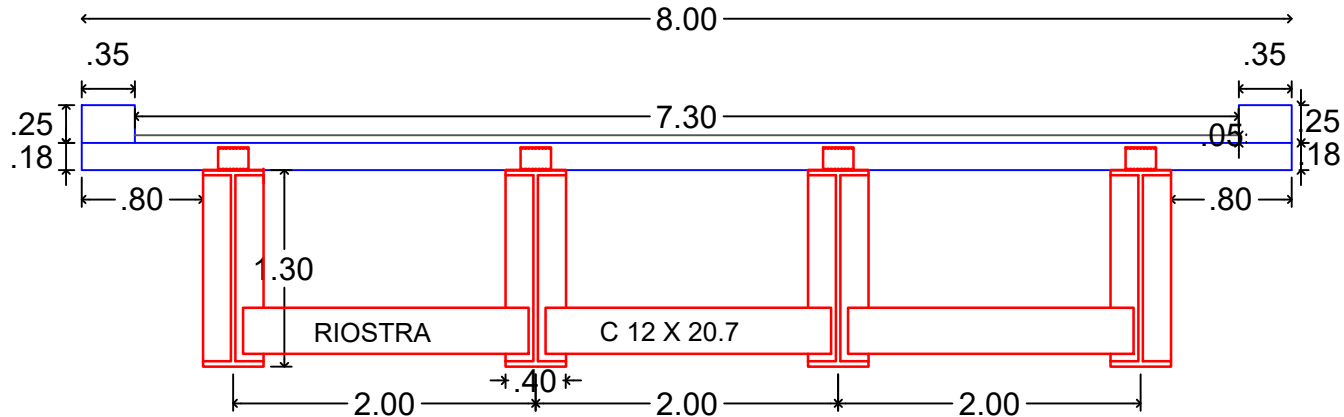
ANEXO 10

PUENTE CON TABLERO EN CONCRETO REFORZADO Y VIGAS METALICAS DE
26 METROS DE LONGITUD

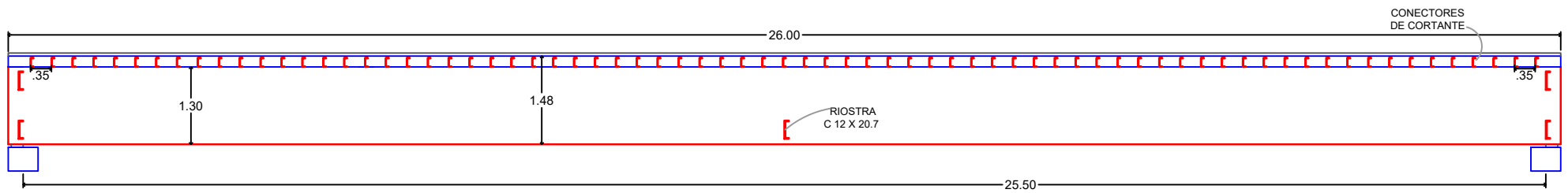
SECCIÓN TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE EN APOYOS PUENTE DE 26 METROS



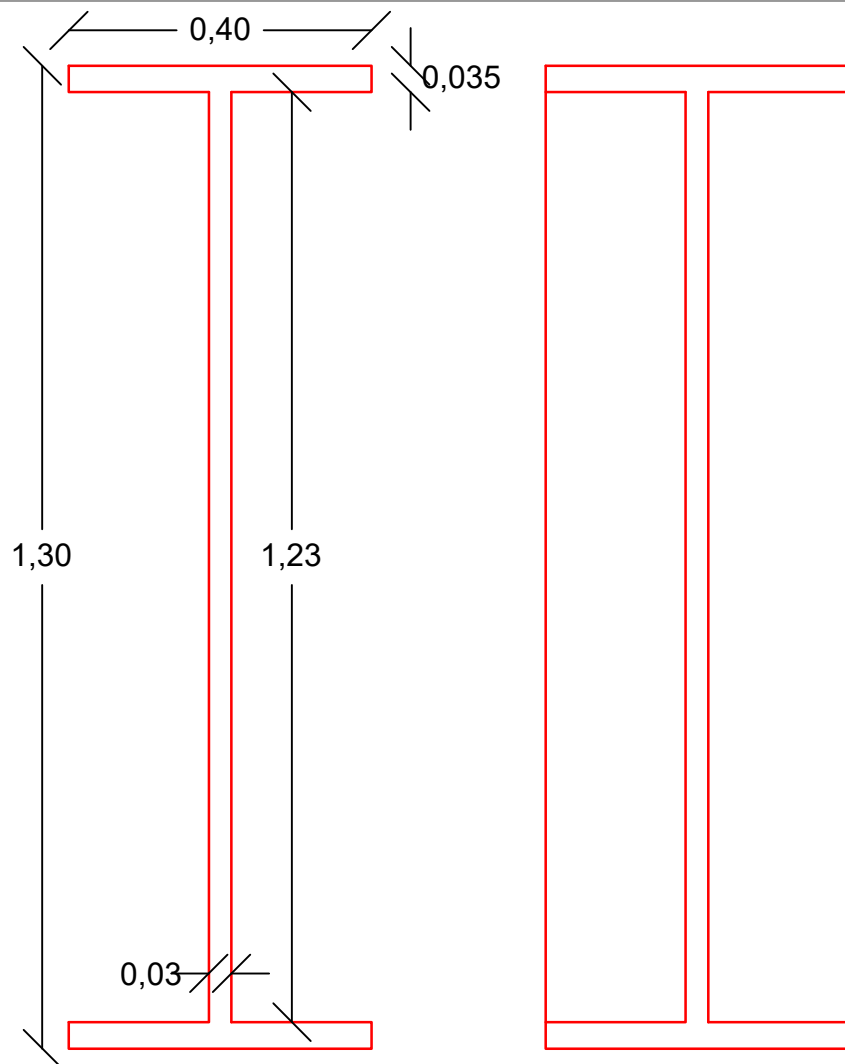
SECCIÓN TRANSVERSAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE C.L. PUENTE DE 26 METROS



SECCIÓN LONGITUDINAL SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE 26 METROS



PERFILES METÁLICOS PUENTE DE 26 METROS



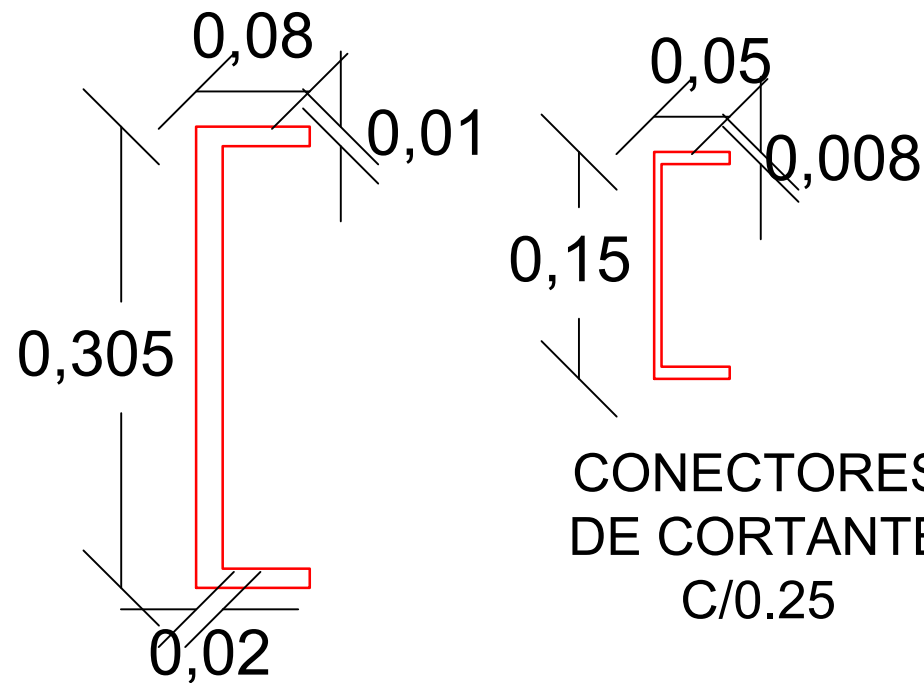
VIGA

PRINCIPAL

ESC 1:10

ANEXO 10
PAG 03

RIOSTRA C 12 X 20.7



CONECTORES
DE CORTANTE
C/0.25

ESC 1:5

ANEXO 10
PAG 03

ANEXO 11

ESPECIFICACIONES TECNICAS PARA TABLEROS DE PUENTES CORTOS EN CONCRETO REFORZADO

Especificaciones técnicas para tableros de puentes de concreto reforzado

Materiales a utilizar.

Se deberá utilizar cemento Portland tipo I para la elaboración del concreto de 28 Mpa del tablero y las vigas del puente

Agregado grueso con diámetro no mayor a 1" y libre de cualquier sustancia extraña y contaminante como pueden ser arcillas, materia orgánica o basuras.

La arena debe ser lavada y limpia de tierra, basuras, limos o arcillas y material orgánico o contaminante.

Se usará acero de refuerzo de grado estructural 40 en forma de barras corrugadas, de acuerdo con las especificaciones M-31 – 54 de la A.A.S.H.O y A 305 – 50 T de la A.S.T.M.

Tubería galvanizada SCH-40 de diámetros de 2 ½" y 4" anclajes AC 7/8", soldadura ASW E 7018 X 1/8 WS 18, masilla, anticorrosivo, y pintura en esmalte sintético para barandas de seguridad vial.

Actividades a desarrollar.

Concreto (28 Mpa) para vigas, tablero y riostras

La formaleta deberá construirse adecuadamente estando lo suficientemente estable a efecto de que la misma no sufra deformaciones que incidan en su función.

El concreto debe colocarse cuidadosamente para evitar su segregación y no causar daño a las formaletas.

Deberá utilizarse vibradores mecánicos con el objetivo de optimizar la fundición del concreto.

Si por algún motivo extremo se interrumpe la fundición, deberá dejarse una junta de construcción. Antes de continuar la fundición, debe limpiarse la superficie donde se colocará el concreto fresco y mojarse la misma con agua limpia. De igual forma podrá utilizarse un aditivo especial para la unión de concreto reciente con uno en estado fresco.

Debe asegurarse el recubrimiento medido desde las barras de acero de refuerzo a la formaleta de 5 centímetros arriba de las losas y 2.5 centímetros en la parte inferior, y para las vigas y riostras un recubrimiento de 5 centímetros en todos sus bordes.

Baranda metálica de seguridad.

Se debe asegurar la baranda de seguridad en tubería galvanizada de diámetros de 2 ½" y 4" soldada a anclajes AC 7/8" fundidos en los guarda rueda del puente.

Las superficies de acero, previo a su pintado, deberán prepararse eliminando con lija y cepillo de alambre completamente la cascarilla de laminación, la herrumbre y las materias extrañas, de igual forma se debe eliminar rastros de limadura con compresor de aire y paños secos.

Debe aplicarse anticorrosivo como base, tipo epoxi zinc con un espesor de 3 mils de pulgada, al igual que la pintura en esmalte sintético.

Suministro, figurado y armado de acero de refuerzo $F_y = 420$ Mpa.

Las barras de acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal deberán ubicarse de acuerdo a los planos estructurales teniendo en cuenta y asegurando su correcta separación, traslapes y recubrimiento del concreto, además se debe asegurar con alambre galvanizado para evitar posibles oxidaciones y contaminantes para el concreto.