



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

Comparación Técnico – Económica de puentes de dos y tres luces con losa de concreto reforzado y vigas continuas de concreto preesforzado

JAIRO ALFONSO VELANDIA GARAY

Universidad Nacional de Colombia
Faculta de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola
Bogotá, Colombia
2013

Comparación Técnico – Económica de puentes de dos y tres luces con losa de concreto reforzado y vigas continuas de concreto preesforzado

JAIRO ALFONSO VELANDIA GARAY

Trabajo de grado para optar al título de:
Magister en Ingeniería - Estructuras

Director:

Ing. Carlos Ramiro Vallecilla Bahena

Universidad Nacional de Colombia

Faculta de Ingeniería

Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola

Bogotá, Colombia

2013

NOTA DE ACEPTACIÓN

FIRMA DIRECTOR DE TESIS

Ing. Carlos Ramiro Vallecilla B.

FIRMA JURADO

FIRMA JURADO

Dedicado a:

A mi madre y mi hermana quienes con
su paciencia y comprensión aportaron su
grano de arena para ver cumplida esta meta

Agradecimientos

Agradezco a la Universidad Nacional de Colombia por haber sido la institución en la cual adquirí todos los conocimientos que me permiten hoy participar en el desarrollo de diseños estructurales que benefician a la comunidad. Agradezco a los profesores del posgrado por sus enseñanzas y al Ingeniero Carlos Ramiro Vallecilla por la dedicación y el apoyo incondicional al momento de resolver inquietudes para la culminación de este trabajo.

Resumen

El trabajo monográfico contiene el diseño estructural de cuatro puentes ubicados en la ciudad de Bogotá, analizados todos con la misma longitud pero cada uno de ellos con diferentes luces. Como norma de diseño se utiliza el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP95 y como características estructurales se determinó que las vigas sean en concreto preesforzado y los demás elementos estructurales en concreto reforzado.

La finalidad del trabajo monográfico es poder determinar cuál de las diferentes configuraciones analizadas resulta ser más económica desde el punto de vista de materiales y cantidades de obra, los cuales se obtienen del diseño estructural de cada puente.

Abstract

The monograph contains the structural design of four bridges located in the city of Bogota, analyzed all the same length but each with different span. As standards design is used Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP95 and structural characteristics are determined that in prestressed concrete beams and other structural elements in reinforced concrete.

The purpose of the monograph is to determine which of the different configurations being discussed is more economical from the point of view of construction materials and quantities, which are obtained by the structural design of each bridge.

Contenido

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	ANTECEDENTES	2
1.2.	OBJETIVOS	3
1.3.	ALCANCE Y LIMITACIONES	4
1.4.	METODOLOGÍA	4
2.	MARCO TEÓRICO	6
2.1.	CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES	6
2.1.1.	SEGÚN EL MATERIAL	6
2.1.2.	SEGÚN EL OBSTÁCULO QUE SALVA	6
2.1.3.	SEGÚN EL SISTEMA ESTRUCTURAL PREDOMINANTE	7
2.1.4.	SEGÚN SU USO	7
2.1.5.	SEGÚN EL SISTEMA CONSTRUCTIVO	7
2.1.6.	SEGÚN LA UBICACIÓN DE LA CALZADA	8
2.2.	VIGAS PREESFORZADAS CONTINUAS (6)	8
2.2.1.	MOMENTOS DEBIDOS AL CASO DE CARGA PREESFORZADO (6).	9
2.2.2.	DETERMINACIÓN DE LA FUERZA DE PREESFUERZO	11
2.2.3.	TRAYECTORIA DE CABLE DE PREESFUERZO	11
2.2.4.	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN Y CURVATURA - PENETRACIÓN DE CUÑA	13
2.3.	LÍNEAS DE INFLUENCIA (8)	14
2.3.1.	MÉTODO DE CROSS	14
2.3.2.	PRINCIPIO DE MAXWELL	14
3.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	15
3.1.	CONSTANTES EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL	15
3.2.	VARIABLES EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL	16
4.	CONDICIONES DE CARGA	17
4.1.	CARGAS MUERTAS	17

4.2.	CARGAS VIVAS _____	17
4.3.	CARGA DE IMPACTO _____	18
4.4.	FUERZA LONGITUDINAL _____	18
4.5.	CARGA DE SISMO _____	18
4.6.	EMPUJE DE TIERRAS _____	18
4.7.	COMBINACIÓN DE CARGAS _____	19
5.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL _____	20
5.1.	DISEÑO DEL PUENTE 1: _____	20
5.1.1.	DISEÑO DEL PREESFUERZO _____	22
5.1.1.1.	MATERIALES _____	22
5.1.1.2.	AVALÚO DE CARGAS MUERTAS _____	22
5.1.1.3.	AVALÚO DE CARGAS SOBREIMPUESTAS _____	25
5.1.1.4.	AVALÚO DE CARGA VIVA _____	26
5.1.1.5.	DETERMINACIÓN DE LA FUERZA DE PREESFUERZO _____	29
5.1.1.6.	TRAYECTORIA DE CABLE DE PREESFUERZO _____	30
5.1.1.7.	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO $T=0$ (TRANSFERENCIA): _____	33
5.1.1.8.	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO $T=\infty$ (ETAPA DE SERVICIO): _____	38
5.1.1.9.	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN Y CURVATURA - PENETRACIÓN DE CUÑA _____	39
5.1.1.10.	AVALÚO DE LAS PÉRDIDAS DIFERIDAS: _____	41
5.1.1.10.1.	PÉRDIDA POR RETRACCIÓN DE FRAGUADO DEL CONCRETO [SH] (5) _____	42
5.1.1.10.2.	PÉRDIDA POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO [ES] (5) _____	42
5.1.1.10.3.	PÉRDIDA POR FLUJO PLÁSTICO DEL CONCRETO [CRC] (5) _____	43
5.1.1.10.4.	PÉRDIDA POR RELAJACIÓN DEL ACERO DE PREESFUERZO [CRS] (5) _____	44
5.1.2.	DISEÑO DEL CONCRETO REFORZADO _____	46
5.1.2.1.	SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA _____	47
5.1.2.2.	ESPECTRO DE ACELERACIONES _____	47
5.1.2.3.	CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA – SAP 2000 _____	49
5.1.3.	DISEÑO DE LOSA: _____	51
5.1.4.	DISEÑO VIGA CABEZAL: _____	53
5.1.5.	DISEÑO COLUMNAS APOYO CENTRAL: _____	55
5.1.6.	DISEÑO PILOTES PILA CENTRAL: _____	56
5.1.7.	DISEÑO DE LA ZAPATA: _____	57

5.1.8.	DISEÑO DE ESTRIBOS:	59
5.1.9.	DISEÑO PILOTES ESTRIBOS:	61
5.2.	DISEÑO DEL PUENTE 2:	62
5.2.1.	DISEÑO DEL PREESFUERZO	64
5.2.1.1.	MATERIALES	64
5.2.1.2.	AVALÚO DE CARGAS MUERTAS	64
5.2.1.3.	AVALÚO DE CARGAS SOBREPUESTAS	67
5.2.1.4.	AVALÚO DE CARGA VIVA	68
5.2.1.5.	DETERMINACIÓN DE LA FUERZA DE PREESFUERZO	72
5.2.1.6.	TRAYECTORIA DE CABLE DE PREESFUERZO	73
5.2.1.7.	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO $T=0$ (TRANSFERENCIA):	75
5.2.1.8.	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO $T=\infty$ (ETAPA DE SERVICIO):	76
5.2.1.9.	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN Y CURVATURA - PENETRACIÓN DE CUÑA	77
5.2.1.10.	PERDIDAS DIFERIDAS:	80
5.3.	DISEÑO DEL CONCRETO REFORZADO	81
5.3.1.	DATOS DE ENTRADA	81
5.3.1.1.	SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA	81
5.3.1.2.	ESPECTRO DE ACELERACIONES	82
5.3.1.3.	CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA – SAP 2000	82
5.3.2.	DISEÑO DE LOSA:	83
5.3.3.	DISEÑO VIGA CABEZAL:	85
5.3.4.	DISEÑO COLUMNAS APOYO CENTRAL:	87
5.3.5.	DISEÑO PILOTES PILA CENTRAL:	87
5.3.6.	DISEÑO DE LA ZAPATA:	88
5.3.7.	DISEÑO DE ESTRIBOS:	90
5.3.8.	DISEÑO PILOTES ESTRIBOS:	92
5.4.	DISEÑO DEL PUENTE 3:	93
5.4.1.	DISEÑO DEL PREESFUERZO	95
5.4.1.1.	MATERIALES	95
5.4.1.2.	AVALÚO DE CARGAS MUERTAS	95
5.4.1.3.	AVALÚO DE CARGAS SOBREPUESTAS	98
5.4.1.4.	AVALÚO DE CARGA VIVA	99

5.4.1.5.	DETERMINACIÓN DE LA FUERZA DE PREESFUERZO _____	104
5.4.1.6.	TRAYECTORIA DE CABLE DE PREESFUERZO _____	105
5.4.1.7.	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO T=0 (TRANSFERENCIA): _____	108
5.4.1.8.	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO T=∞ (ETAPA DE SERVICIO): _____	109
5.4.1.9.	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN Y CURVATURA - PENETRACIÓN DE CUÑA _____	110
5.4.1.10.	PERDIDAS DIFERIDAS: _____	113
5.5.	DISEÑO DEL CONCRETO REFORZADO _____	113
5.5.1.	DATOS DE ENTRADA _____	114
5.5.1.1.	SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA _____	114
5.5.1.2.	ESPECTRO DE ACELERACIONES _____	114
5.5.1.3.	CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA – SAP 2000 _____	115
5.5.2.	DISEÑO DE LOSA: _____	116
5.5.3.	DISEÑO VIGA CABEZAL: _____	118
5.5.4.	DISEÑO COLUMNAS APOYO CENTRAL: _____	120
5.5.5.	DISEÑO PILOTES PILA CENTRAL: _____	120
5.5.6.	DISEÑO DE LA ZAPATA: _____	121
5.5.7.	DISEÑO DE ESTRIBOS: _____	123
5.5.8.	DISEÑO PILOTES ESTRIBOS: _____	125
5.6.	DISEÑO DEL PUENTE 4: _____	126
5.6.1.	DISEÑO DEL PREESFUERZO _____	127
5.6.1.1.	MATERIALES _____	127
5.6.1.2.	AVALÚO DE CARGAS MUERTAS _____	127
5.6.1.3.	AVALÚO DE CARGAS SOBREPUESTAS _____	130
5.6.1.4.	AVALÚO DE CARGA VIVA _____	131
5.6.1.5.	DETERMINACIÓN DE LA FUERZA DE PREESFUERZO _____	137
5.6.1.6.	TRAYECTORIA DE CABLE DE PREESFUERZO _____	138
5.6.1.7.	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO T=0 (TRANSFERENCIA): _____	141
5.6.1.8.	VERIFICACIÓN DE ESFUERZO T=∞ (ETAPA DE SERVICIO): _____	142
5.6.1.9.	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN Y CURVATURA - PENETRACIÓN DE CUÑA _____	143
5.6.1.10.	PERDIDAS DIFERIDAS: _____	146
5.7.	DISEÑO DEL CONCRETO REFORZADO _____	146
5.7.1.	DATOS DE ENTRADA _____	147

5.7.1.1.	SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA _____	147
5.7.1.2.	ESPECTRO DE ACELERACIONES _____	147
5.7.1.3.	CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA – SAP 2000 _____	148
5.7.2.	DISEÑO DE LOSA: _____	149
5.7.3.	DISEÑO VIGA CABEZAL: _____	151
5.7.4.	DISEÑO COLUMNAS APOYO CENTRAL: _____	153
5.7.5.	DISEÑO PILOTES PILA CENTRAL: _____	153
5.7.6.	DISEÑO DE LA ZAPATA: _____	154
5.7.7.	DISEÑO DE ESTRIBOS: _____	156
5.7.8.	DISEÑO PILOTES ESTRIBOS: _____	158
6.	CANTIDADES DE OBRA _____	159
6.1.	CANTIDADES DE OBRA PUENTE 1: _____	159
6.2.	CANTIDADES DE OBRA PUENTE 2: _____	160
6.3.	CANTIDADES DE OBRA PUENTE 3: _____	161
6.4.	CANTIDADES DE OBRA PUENTE 4: _____	163
7.	PRESUPUESTO DE OBRA _____	165
7.1.	PRESUPUESTO PUENTE 1: _____	165
7.2.	PRESUPUESTO PUENTE 2: _____	166
7.3.	PRESUPUESTO PUENTE 3: _____	166
7.4.	PRESUPUESTO PUENTE 4: _____	167
8.	CONCLUSIONES _____	168
9.	REFERENCIAS _____	170
10.	ANEXOS (PLANOS Y CARTILLAS DE DESPIECE) _____	171

Lista de figuras

Figura 1. Influencia del trazado del cable en las reacciones	8
Figura 2. Estructura primaria	9
Figura 3. Deformaciones debidas al preesfuerzo sobre estructura primaria	10
Figura 4. Deformaciones debidas a la acción unitaria.....	10
Figura 5. Trayectoria de cable parabólico – Puente de dos luces (6)	11
Figura 6. Trayectoria de cable parabólico – Puente tres luces – Luz central (6)	12
Figura 7. Camión de diseño (C40-95) (5)	17
Figura 8. Sección Longitudinal en Planta y Corte – Puente 1	20
Figura 9. Sección Transversal – Puente 1	21
Figura 10. Modelo 3D – Puente 1	21
Figura 11. Propiedades geométricas sección transversal - Viga	23
Figura 12. Diagrama de Fuerza Cortante – Por Carga Muerta (t)	24
Figura 13. Diagrama de Momento Flector – Por Carga Muerta (t/m)	24
Figura 14. Diagrama de Fuerza Cortante – Cargas Sobreimpuestas (t).....	25
Figura 15. Diagrama de Momento Flector – Cargas Sobreimpuestas (t/m).....	25
Figura 16. Posición del Camión – Máxima sollicitación apoyo B (9).....	26
Figura 17. Posición del Camión – Máxima sollicitación distancia “D” (9).....	26
Figura 18. Línea de influencia del Momento B	27
Figura 19. Línea de influencia de Reacción A	27
Figura 20. Línea de influencia de Momento D	28
Figura 21. Trayectoria cable 1 – Puente 1	32
Figura 22. Trayectoria cable 2 – Puente 1	32
Figura 23. Trayectoria cable 3 – Puente 1	33
Figura 24. Momento Estático (P*e) –Cable 1.....	34
Figura 25. Momento Hiperestático – Cable 1	34
Figura 26. Momento de Preesfuerzo – Cable 1	34
Figura 27. Momento Estático (P*e) –Cable 2.....	35
Figura 28. Momento Hiperestático – Cable 2	35
Figura 29. Momento de Preesfuerzo – Cable 2	35
Figura 30. Momento Estático (P*e) –Cable 3.....	36
Figura 31. Momento Hiperestático – Cable 3	36
Figura 32. Momento de Preesfuerzo – Cable 3	36
Figura 33. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 1	39
Figura 34. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 2	40

Figura 35. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 3	40
Figura 36. Modelo 3D – Puente 1 – SAP 2000	46
Figura 37. Espectro elástico de aceleraciones	48
Figura 38. Espectro elástico de aceleraciones – SAP 2000	48
Figura 39. Carga de carpeta asfáltica	49
Figura 40. Carga de Barandas	49
Figura 41. Carga de Andén	50
Figura 42. Carga viva camión C40-95	50
Figura 43. Momento M11 Max - Min	51
Figura 44. Momento M22 Max - Min	51
Figura 45. Diagrama de Momento Flector	53
Figura 46. Diagrama de fuerza cortante	53
Figura 47. Diagrama de Interacción – Pila central puente 1	55
Figura 48. Diagrama de Interacción – Pilotes puente 1	56
Figura 49. Momentos M11 Max y M22 Max	57
Figura 50. Momentos M11 min y M22 min	57
Figura 51. Fuerza Cortante	58
Figura 52. Modelo 3D - Estribo	59
Figura 53. Cargas procedentes de la superestructura	60
Figura 54. Carga – Empuje de tierra	60
Figura 55. Diagrama de Interacción – Pilotes Estribo puente 1	61
Figura 56. Sección Longitudinal en Planta y Corte – Puente 2	62
Figura 57. Sección Transversal – Puente 2	62
Figura 58. Modelo 3D – Puente 2	63
Figura 59. Propiedades geométricas sección transversal - Viga	65
Figura 60. Carga Muerta	65
Figura 61. Diagrama de Fuerza Cortante – Por Carga Muerta (t)	66
Figura 62. Diagrama de Momento Flector – Por Carga Muerta (t/m)	66
Figura 63. Cargas Sobreimpuestas	67
Figura 64. Diagrama de Fuerza Cortante – Cargas Sobreimpuestas (t)	67
Figura 65. Diagrama de Momento Flector – Cargas Sobreimpuestas (t/m)	68
Figura 66. Línea de influencia del Momento B	68
Figura 67. Línea de influencia del Momento C	69
Figura 68. Línea de influencia Reacción A	69
Figura 69. Línea de influencia Mmax Luz exterior	69
Figura 70. Línea de influencia Mmax Luz central	70
Figura 71. Trayectoria cable 1 – Puente 2	74
Figura 72. Trayectoria cable 2 – Puente 2	74
Figura 73. Trayectoria cable 3 – Puente 2	75
Figura 74. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 1	77
Figura 75. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 2	78
Figura 76. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 3	78
Figura 77. Momento M11 Max - Min	83
Figura 78. Momento M22 Max - Min	83

Figura 79. Diagrama de Momento Flector	85
Figura 80. Diagrama de fuerza cortante	85
Figura 81. Diagrama de Interacción – Pila central puente 2	87
Figura 82. Diagrama de Interacción – Pilotes puente 2	88
Figura 83. Momentos M11 Max y M22 Max	88
Figura 84. Momentos M11 min y M22 min	89
Figura 85. Fuerza Cortante	89
Figura 86. Diagrama de Interacción – Pilotes Estribo puente 2	92
Figura 87. Sección Longitudinal en planta y corte – Puente 3	93
Figura 88. Sección Transversal – Puente 3	93
Figura 89. Modelo 3D – Puente 3	94
Figura 90. Propiedades geométricas sección transversal - Viga	96
Figura 91. Carga Muerta	96
Figura 92. Diagrama de Fuerza Cortante – Por Carga Muerta (t)	97
Figura 93. Diagrama de Momento Flector – Por Carga Muerta (t/m)	97
Figura 94. Cargas Sobreimpuestas	98
Figura 95. Diagrama de Fuerza Cortante – Cargas Sobreimpuestas (t)	98
Figura 96. Diagrama de Momento Flector – Cargas Sobreimpuestas (t/m)	99
Figura 97. Línea de influencia del Momento B	99
Figura 98. Línea de influencia del Momento C	100
Figura 99. Línea de influencia Reacción A	100
Figura 100. Línea de influencia Mmax Luz exterior	100
Figura 101. Línea de influencia Mmax Luz central	101
Figura 102. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia MB	101
Figura 103. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia Luz Exterior	102
Figura 104. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia Luz Central	103
Figura 105. Trayectoria cable 1 – Puente 3	107
Figura 106. Trayectoria cable 2 – Puente 3	107
Figura 107. Trayectoria cable 3 – Puente 3	108
Figura 108. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 1	110
Figura 109. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 2	111
Figura 110. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 3	111
Figura 111. Momento M11 Max – Min	116
Figura 112. Momento M22 Max - Min	116
Figura 113. Diagrama de Momento Flector	118
Figura 114. Diagrama de fuerza cortante	118
Figura 115. Diagrama de Interacción – Pila central puente 3	120
Figura 116. Diagrama de Interacción – Pilotes puente 3	121
Figura 117. Momentos M11 Max y M22 Max	121
Figura 118. Momentos M11 min y M22 min	122
Figura 119. Fuerza Cortante	122
Figura 120. Diagrama de Interacción – Pilotes Estribo puente 3	125
Figura 121. Sección Longitudinal en Planta y Corte – Puente 4	126
Figura 122. Sección Transversal – Puente 4	126

Figura 123. Modelo 3D – Puente 4	127
Figura 124. Propiedades geométricas sección transversal - Viga	128
Figura 125. Carga Muerta.....	129
Figura 126. Diagrama de Fuerza Cortante – Por Carga Muerta (t)	129
Figura 127. Diagrama de Momento Flector – Por Carga Muerta (t/m)	129
Figura 128. Cargas Sobreimpuestas	130
Figura 129. Diagrama de Fuerza Cortante – Cargas Sobreimpuestas (t).....	130
Figura 130. Diagrama de Momento Flector – Cargas Sobreimpuestas (t/m)	131
Figura 131. Línea de influencia del Momento B	131
Figura 132. Línea de influencia del Momento C	132
Figura 133. Línea de influencia Reacción A.....	132
Figura 134. Línea de influencia Mmax Luz exterior.....	132
Figura 135. Línea de influencia Mmax Luz central	133
Figura 136. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia MB	133
Figura 137. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia Luz Exterior	134
Figura 138. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia Luz Central	135
Figura 139. Trayectoria cable 1 – Puente 4	139
Figura 140. Trayectoria cable 2 – Puente 4	140
Figura 141. Trayectoria cable 3 – Puente 4	140
Figura 142. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 1	143
Figura 143. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 2	144
Figura 144. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 3	144
Figura 145. Momento M11 Max – Min	149
Figura 146. Momento M22 Max - Min	149
Figura 147. Diagrama de Momento Flector	151
Figura 148. Diagrama de fuerza cortante	151
Figura 149. Diagrama de Interacción – Pila central puente 4.....	153
Figura 150. Diagrama de Interacción – Pilotes puente 4	154
Figura 151. Momentos M11 Max y M22 Max.....	154
Figura 152. Momentos M11 min y M22 min.....	155
Figura 153. Fuerza Cortante	155
Figura 154. Diagrama de Interacción – Pilotes Estribo puente 4.....	158

Lista de tablas

Tabla 1. Puentes a diseñar _____	3
Tabla 2. Combinaciones de carga (5) _____	19
Tabla 3. Materiales _____	22
Tabla 4. Sección transversal _____	22
Tabla 5. Momentos debidos a carga viva – Línea de influencia _____	28
Tabla 6. Solicitaciones de la superestructura – Puente 1 _____	29
Tabla 7. Materiales – Vigas preesforzadas _____	30
Tabla 8. Fuerza de Tensionamiento – # de torones – Puente 1 _____	30
Tabla 9. Esfuerzos admisibles a compresión y a tracción (5) _____	37
Tabla 10. Verificación de esfuerzos durante la transferencia. _____	37
Tabla 11. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio. _____	38
Tabla 12. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio + penetración de cuña _____	41
Tabla 13. Pérdidas por acortamiento elástico _____	43
Tabla 14. Pérdidas por flujo plástico del concreto _____	44
Tabla 15. Resumen de Pérdidas Diferidas _____	45
Tabla 16. Porcentaje de pérdidas Diferidas _____	45
Tabla 17. Sección transversal Viga – Puente 1 _____	47
Tabla 18. Parámetros para diseño sísmico _____	47
Tabla 19. Diseño a flexión - Losa _____	52
Tabla 20. Diseño a corte - Losa _____	52
Tabla 21. Diseño a flexión – Viga Cabezal _____	54
Tabla 22. Diseño a Corte – Viga Cabezal _____	54
Tabla 23. Puntos de Curvas de interacción _____	55
Tabla 24. Puntos de Curvas de interacción _____	56
Tabla 25. Diseño a flexión - Zapata _____	58
Tabla 26. Diseño a cortante - Zapata _____	58
Tabla 27. Puntos de Curvas de interacción _____	61
Tabla 28. Sección transversal _____	64
Tabla 29. Solicitaciones de la superestructura – Puente 2 _____	72
Tabla 30. Fuerza de Tensionamiento – # de torones – Puente 2 _____	73
Tabla 31. Verificación de esfuerzos durante la transferencia. _____	76
Tabla 32. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio. _____	77
Tabla 33. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio + penetración de cuña _____	79
Tabla 34. Resumen de Pérdidas Diferidas _____	80
Tabla 35. Porcentaje de pérdidas Diferidas referido a un cable _____	80

Tabla 36. Sección transversal Viga – Puentes 2	81
Tabla 37. Diseño a flexión – Losa	84
Tabla 38. Diseño a corte - Losa	84
Tabla 39. Diseño a flexión – Viga Cabecial	86
Tabla 40. Diseño a Corte – Viga Cabecial	86
Tabla 41. Diseño a flexión - Zapata	90
Tabla 42. Diseño a cortante - Zapata	90
Tabla 43. Cargas procedentes de la superestructura	91
Tabla 44. Diseño a flexión estribo	91
Tabla 45. Sección transversal – Puentes 3	95
Tabla 46. Resumen Momento B – Camión C40-95	102
Tabla 47. Resumen Momento LUZ A-B – Camión C40-95	103
Tabla 48. Resumen Momento LUZ B-C – Camión C40-95	104
Tabla 49. Solicitaciones de la superestructura – Puentes 3	105
Tabla 50. Fuerza de Tensionamiento – # de torones – Puentes 3	106
Tabla 51. Verificación de esfuerzos durante la transferencia.	109
Tabla 52. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio.	110
Tabla 53. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio + penetración de cuña	112
Tabla 54. Resumen de Pérdidas Diferidas	113
Tabla 55. Porcentaje de pérdidas Diferidas referido a un cable	113
Tabla 56. Sección transversal Viga – Puentes 3	114
Tabla 57. Diseño a flexión – Losa	117
Tabla 58. Diseño a corte - Losa	117
Tabla 59. Diseño a flexión – Viga Cabecial	119
Tabla 60. Diseño a Corte – Viga Cabecial	119
Tabla 61. Diseño a flexión - Zapata	123
Tabla 62. Diseño a cortante - Zapata	123
Tabla 63. Cargas procedentes de la superestructura	124
Tabla 64. Diseño a flexión estribo	124
Tabla 65. Sección transversal – Puentes 4	128
Tabla 66. Resumen Momento B – Camión C40-95	134
Tabla 67. Resumen Momento Luz (A-B) – Camión C40-95	135
Tabla 68. Resumen Momento Luz (Central) – Camión C40-95	136
Tabla 69. Solicitaciones de la superestructura – Puentes 4	137
Tabla 70. Fuerza de Tensionamiento – # de torones – Puentes 4	138
Tabla 71. Verificación de esfuerzos durante la transferencia.	141
Tabla 72. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio.	142
Tabla 73. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio + penetración de cuña	145
Tabla 74. Resumen de Pérdidas Diferidas	146
Tabla 75. Porcentaje de pérdidas Diferidas referido a un cable	146
Tabla 76. Sección transversal Viga – Puentes 4	147
Tabla 77. Diseño a flexión – Losa	150
Tabla 78. Diseño a corte - Losa	150
Tabla 79. Diseño a flexión – Viga Cabecial	152

Tabla 80. Diseño a Corte – Viga Cabezal	152
Tabla 81. Diseño a flexión - Zapata	156
Tabla 82. Diseño a cortante - Zapata	156
Tabla 83. Cargas procedentes de la superestructura	157
Tabla 84. Diseño a flexión estribo	157
Tabla 85. Acero de Refuerzo – Puento 1	159
Tabla 86. Cuadro de Tensionamiento – Puento 1	159
Tabla 87. Volúmenes de Concreto– Puento 1	160
Tabla 88. Acero de Refuerzo – Puento 2	160
Tabla 89. Cuadro de Tensionamiento – Puento 2	161
Tabla 90. Volúmenes de Concreto – Puento 2	161
Tabla 91. Acero de Refuerzo – Puento 3	162
Tabla 92. Cuadro de Tensionamiento – Puento 3	162
Tabla 93. Volúmenes de Concreto – Puento 3	162
Tabla 94. Acero de Refuerzo – Puento 4	163
Tabla 95. Cuadro de Tensionamiento – Puento 4	163
Tabla 96. Volúmenes de Concreto – Puento 4	163
Tabla 97. Resumen de Cuantías volumétricas	164
Tabla 98. Presupuesto Puento (25m-25m)	165
Tabla 99. Presupuesto Puento (10m-30m-10m)	166
Tabla 100. Presupuesto Puento (12.5m-25m-12.5m)	166
Tabla 101. Presupuesto Puento (15m-20m-15m)	167

1. Introducción

Debido a las necesidades actuales de intercambio de productos tanto interna como externamente, es indispensable contar con una excelente red vial en el país que integre las diversas zonas productivas de la región. Las configuraciones terrestres no siempre son las ideales para la construcción y por ello se hace necesaria la adaptación de estructuras para salvar un accidente geográfico o un obstáculo físico y facilitar la comunicación y el transporte terrestre.

Los puentes son estructuras que permiten el paso continuo sobre un abismo o sobre otras estructuras, son una prueba difícil para ingenieros diseñadores e ingenieros constructores. La altura de algunos puentes, las condiciones de apoyo y el subsuelo los convierte en estructuras con problemas de construcción de considerable envergadura.

La ubicación de estas estructuras no necesariamente es la que el diseñador cree más conveniente, sino la que las condiciones geográficas permiten, viéndose expuesto a variables adicionales que dificultan su diseño y construcción como desprendimientos de taludes y socavación por erosión que normalmente se tratan de evitar. Esas condiciones junto a limitaciones de presupuesto y la exposición a eventos naturales como terremotos y huracanes, hacen que los puentes se encuentren entre las obras de ingeniería más importantes para una región, porque ayuda a mejorar la comunicación, el desarrollo económico y el crecimiento cultural de la zona.

“El inventario general de puentes en Colombia cubre todos los puentes administrados por el Instituto Nacional de Vías que al momento del inventario totalizaron 1958 puentes incluyendo estructuras con más de 10m de luz, de los cuales un 54% están construidos en concreto reforzado, un 27% en concreto pre-esforzado y el porcentaje restante en puentes construidos en acero-concreto y acero”(1). Cabe resaltar el alto porcentaje de puentes que hay construidos en concreto, de allí la importancia del presente proyecto que radica en poder determinar la diferencia en costos que se presenta al momento de diseñar puentes de 2 y 3 luces con losas en concreto y vigas continuas en concreto preesforzado.

Siempre ha existido la discusión sobre qué tipo de puente resulta ser más económico diseñar en el momento de decidir la configuración final. La mayoría de las veces a la hora de establecer si es más económico el diseño de un puente u otro, se recurre a estimativos superficiales basados en experiencias pasadas sembrando la inquietud si es acertada o no la decisión tomada debido a que no se tienen estudios confiables.

Actualmente en el país se adelantan construcciones importantes de puentes y existen proyectos de gran envergadura que necesitan de este tipo de estructuras para conectar una región con otra y así poder adelantar sus actividades económicas y de servicios adecuadamente. Es importante conocer antes de iniciar los diseños estructurales cual podría llegar a ser el diseño más económico, para que durante el proceso de diseño y construcción se logre optimizar recursos y así poder entregar el producto final a un menor costo.

Este trabajo hace una comparación económica desde el punto de vista de materiales del diseño de cuatro puentes a los que se le varía algunas características y se le mantiene constante otras para que de esta forma se pueda determinar cuál de ellos termina ajustándose mejor a las condiciones requeridas del proyecto.

1.1. Antecedentes

Con anterioridad se han realizado en el país tesis en las que se hacen comparaciones económicas producto del diseño de estructuras de características similares.

En la Universidad Nacional de Colombia en el año 2001 se hizo la tesis “Comparación económica del diseño de superestructura utilizando el método LRFD de la AASHTO y el CCDSP95” (2), en ella se efectuó el diseño únicamente de la superestructura de puentes pero utilizando diferentes códigos de diseño para finalmente establecer con cuál de los diferentes métodos resultaba ser más económica la estructura. Como conclusión se obtuvo que el diseño de la superestructura de puentes utilizando el método LRFD y el CCDSP95 no presenta grandes diferencias y finalmente se obtienen secciones y cantidades de refuerzo muy similares.

Posteriormente también en la Universidad Nacional en el año 2006 se hizo la tesis “Comparación económica de diseño puentes en concreto reforzado con superestructura de losa y vigas de dos y tres luces: Vigas continuas contra vigas simplemente apoyadas”(3), en ella el Ingeniero Juan torres diseño la superestructura y la subestructura de cuatro puentes pero comparando en el diseño la utilización de vigas continuas contra vigas simplemente apoyadas. La comparación económica realizada comprende

únicamente los costos de los materiales producto del diseño estructural, no se toma en cuenta procesos constructivos ni el factor tiempo de la construcción.

Como resultado del trabajo de grado en esta tesis el ingeniero Juan Torres llegó a la conclusión que la superestructura de un puente es menos costosa cuando se utilizan vigas continuas vs vigas simplemente apoyadas, por lo tanto en las conclusiones se recomienda diseñar superestructuras con vigas continuas al tiempo que se debe equilibrar la longitud de las luces para que no se incurra en sobrecostos por la cimentación.

En el año 2009 el ingeniero Javier Mora presentó la tesis “Análisis y diseño de puentes preesforzados de luz continua” (4), se hace una revisión bibliográfica completa y un estado del arte de las diferentes metodologías de análisis y diseño de puentes continuos preesforzados y en el que se hacen análisis de las cargas generadas por el pretensionamiento en puentes. Así mismo presenta una revisión conceptual de la metodología de diseño en este tipo de puentes aplicado al caso colombiano utilizando el CCDSP-95(5).

Teniendo en cuenta estos antecedentes en el presente trabajo como marco teórico se expone lo más relevante debido a que la tesis de la referencia (4) hace un estado del arte general y presenta la teoría y metodología de análisis y diseño de puentes preesforzados con vigas continuas.

1.2. Objetivos

El objetivo principal del trabajo de grado es realizar la comparación económica del diseño de puentes con vigas continuas y sección transversal I en concreto preesforzado para puentes de 2 y 3 luces desde el punto de vista de cantidades de obra que serán obtenidas producto del diseño estructural de cada puente.

Para realizar la comparación económica se diseñaran cuatro puentes de 50m de longitud cada uno, con superestructura de losa en concreto reforzado y vigas continuas en sección transversal I en concreto preesforzado, variando la luz central de cada puente en 5 metros de la siguiente manera:

Tabla 1. Puentes a diseñar

	LUZ 1	LUZ 2	LUZ 3
PUENTE 1	25m	25m	No aplica
PUENTE 2	10m	30m	10m
PUENTE 3	12.5m	25m	12.5m
PUENTE 4	15m	20m	15m

1.3. Alcance y Limitaciones

El trabajo de grado “Comparación Técnico – Económica de puentes de dos y tres luces con losa de concreto reforzado y vigas continuas de concreto preesforzado” abarca el diseño de la subestructura y superestructura de cuatro puentes de 50m de longitud siguiendo los requisitos establecidos en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 1995.

Como resultado del diseño de cada uno de los puentes se obtiene el dimensionamiento de todos los elementos estructurales y el acero de refuerzo necesario para resistir todas las cargas a las que se va a ver sometido cada uno de los puentes a lo largo de su vida útil.

Como producto del diseño de los puentes descritos en la **Tabla 1**, se obtiene el presupuesto únicamente después el punto de vista de materiales (volúmenes de concreto y acero de refuerzo) y se comparan entre sí para determinar cuál es la configuración más económica.

Como limitaciones al trabajo de grado no se tiene en cuenta dentro del presupuesto el factor tiempo en la construcción de los puentes, lo que podría modificar el presupuesto final obtenido en este informe.

1.4. Metodología

Para el diseño de los puentes se seguirá la normatividad vigente propuesta en el CÓDIGO COLOMBIANO DE DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES 1995 (5) de la siguiente manera:

Teniendo en cuenta que se realizará el diseño y análisis de cuatro puentes, para cada uno de ellos se establecen las condiciones de carga. Todos los puentes se diseñarán con la microzonificación sísmica de Bogotá, camión de diseño C4095, perfil de suelo S2 y dos calzadas. De acuerdo a las luces de cada tipo de puente se elaborará un modelo numérico en el que se muestre claramente la geometría del puente y los elementos de la estructura.

Al definir las cargas y la geometría de la estructura para cada uno de los puentes se realizara el predimensionamiento de los elementos estructurales, teniendo en cuenta que además de la superestructura (sistema de losa en concreto y vigas en sección I en concreto preesforzado), también se realizará el diseño de la cimentación del puente y la infraestructura de la pila o pilas centrales dependiendo de la configuración del puente.

En la etapa de análisis estructural se obtienen los desplazamientos, esfuerzos, deformaciones y reacciones que transmite la estructura a la cimentación. Estos resultados permiten comprobar el predimensionamiento realizado anteriormente y poder decidir si es necesario ajustarlo o no. Finalmente se analiza las pilas de los puentes y la cimentación de la misma a partir de las reacciones obtenidas de la superestructura.

Se diseñan todos los elementos para cada una de las configuraciones propuestas y se revisa el diseño final para obtener las cuantías de refuerzo y el volumen de concreto para poder realizar el presupuesto de cada puente tanto en la superestructura como en la cimentación con el objetivo de poder hacer la comparación económica entre cada diseño y determinar cuál de estas configuraciones es la más económica.

2. MARCO TEÓRICO

Los puentes son estructuras que solucionan los problemas de comunicación terrestre, son esenciales en zonas donde hay una topografía agreste y son muy importantes en las grandes ciudades ya que mejoran el tráfico vehicular en intersecciones de grandes redes viales.

2.1. Clasificación de los puentes

Los puentes se pueden clasificar de acuerdo a diversos conceptos, entre los que encontramos:

- a) Tipo de material utilizado
- b) Sistema estructural predominante
- c) Obstáculo que salva
- d) Sistema constructivo empleado
- e) Uso del puente
- f) Ubicación de la calzada en la estructura del puente

2.1.1. Según el material

Según el material utilizado en la construcción, los puentes se clasifican de la siguiente manera:

- Puentes de mampostería
- Puentes de madera
- Puentes de concreto reforzado
- Puentes de concreto presforzado
- Puentes de acero

2.1.2. Según el obstáculo que salva

Dentro de esta clasificación encontramos puentes construidos sobre terreno seco o en un valle, puentes que cruzan autopistas o vías:

- Viaductos
- Pasos elevados
- Puentes sobre ríos
- Carretera elevada

2.1.3. Según el sistema estructural predominante

Según el sistema estructural predominante los puentes se clasifican en;

- Puentes isostáticos
- Puentes isostáticos sobre dos apoyos y con voladizos
- Puentes isostáticos continuos de sección constante
- Puentes isostáticos continuos de sección variable
- Puente hiperestático continuo de sección constante
- Puente hiperestático continuo de sección variable
- Puente aporticado de sección constante o variable
- Puente en arco con tablero inferior
- Puente en arco con tablero superior
- Puentes en celosía tipo armadura
- Puentes atirantados
- Puentes colgantes

2.1.4. Según su uso

Según el uso los puentes se clasifican en:

- Puente de uso peatonal
- Puente de uso Vehicular
- Puente de uso ferrocarrilero
- Puente de uso de acueducto

2.1.5. Según el sistema constructivo

La clasificación de los puentes según el sistema constructivo generalmente se refiere al tablero:

- Vaciado en sitio
- Losa de concreto armada o postensado sobre vigas prefabricadas
- Por voladizos sucesivos
- Tablero atirantado
- Tablero lanzado

2.1.6. Según la ubicación de la calzada

Según esta clasificación los puentes pueden ser:

- Calzada superior
- Calzada inferior

Según la clasificación anterior, los puentes analizados en este proyecto son puentes hiperestáticos de sección constante de 2 y 3 luces continuas con losa en concreto reforzado y vigas continuas de sección I en concreto preesforzado.

En el numeral 2.2 se presenta la descripción teórica para las consideraciones necesarias en el diseño de las vigas hiperestáticas (Vigas continuas de 2 y 3 luces).

2.2. Vigas preesforzadas continuas (6)

La diferencia entre estructuras preesforzadas estáticamente determinadas y estáticamente indeterminadas está en que el preesfuerzo no produce reacciones en estructuras estáticamente determinadas. En estructuras estáticamente indeterminadas, el preesfuerzo causa reacciones en los apoyos, originadas por las restricciones al desplazamiento. En la **Figura 1** se presenta la influencia que tienen el cable de preesfuerzo en las vigas estáticamente determinadas y estáticamente indeterminadas.

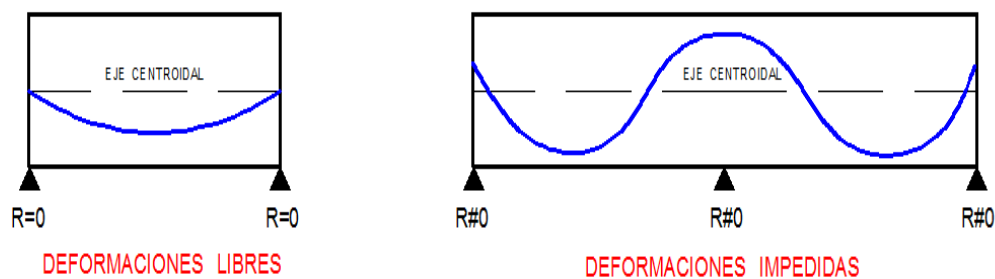


Figura 1. Influencia del trazado del cable en las reacciones

2.2.1. Momentos debidos al caso de carga preesforzado (6).

El momento debido al caso de preesfuerzo (**M_p**) en una estructura estáticamente indeterminada como es el caso que analizaremos en este trabajo es el equivalente a la suma de los dos momentos siguientes:

- I. El Momento estático **ME** debido al preesfuerzo y que resulta de multiplicar la fuerza de preesfuerzo **P** por la excentricidad **e** de la fuerza de preesfuerzo

$$ME = Pe$$

- II. El Momento Hiperestático **MH** debido a las reacciones generadas por las deformaciones impedidas.

Para obtener este momento se recurre al método de las fuerzas. Se introduce una articulación en el apoyo central con el ánimo de obtener una estructura estáticamente determinada “**Figura 2**”. Posteriormente se aplica un momento unitario en la articulación para finalmente restaurar la continuidad estructural mediante la siguiente ecuación de compatibilidad de deformaciones:

$$\theta_{10} + M_{B,H} * \theta_{11} = 0$$

θ_{10} = Rotación en el apoyo B, debida a la fuerza de preesfuerzo

θ_{11} = Rotación en el apoyo B, debida al momento unitario.

$M_{H,B}$ = Momento hiperestático debido al preesfuerzo

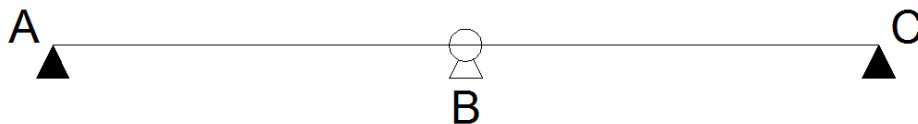


Figura 2. Estructura primaria

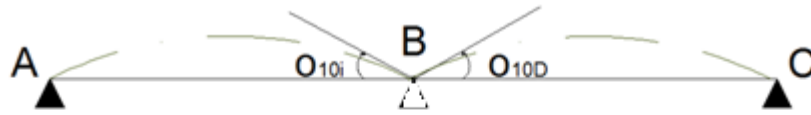


Figura 3. Deformaciones debidas al preesfuerzo sobre estructura primaria

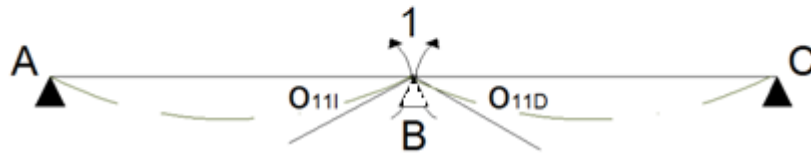


Figura 4. Deformaciones debidas a la acción unitaria

De acuerdo con el método de la carga unitaria, la rotación en el nudo B, debida a la acción unitaria es igual a:

$$\theta_{11}^I = \theta_{11}^D = \int_0^L \frac{m_x^2}{EI} dx$$

De la misma manera, la rotación en el nodo B, debida a la fuerza de preesfuerzo, actuando sobre la estructura primaria es igual a:

$$\theta_{10}^I = \theta_{10}^D = \int_0^L \frac{M_E m_x}{EI} dx = \int_0^L \frac{P e m_x}{EI} dx$$

Finalmente el momento de preesfuerzo se calcula como:

$$MP = ME + MH$$

2.2.2. Determinación de la fuerza de preesfuerzo

La fuerza de preesfuerzo se calcula teniendo en cuenta que los esfuerzos en la fibra inferior deben ser iguales al máximo esfuerzo admisible a tracción sobre el concreto cuando actúa el momento de diseño sobre la sección compuesta.

Según el CCDSP-95 (5), el esfuerzo admisible a tracción sobre el concreto se determina como:

$$\sigma_{tracción} = 1.6\sqrt{f'c}$$

$$\sigma_{tracción} = 1.6\sqrt{350} = 300 \frac{t}{m^2}$$

De la formula de esfuerzos combinados establecidos en (6) se tiene que:

$$\sigma = -\frac{P}{A} - \frac{PeY}{I} + \frac{M_D Y}{I}$$

2.2.3. Trayectoria de Cable de preesfuerzo

Para determinar la trayectoria de los cables de preesfuerzo se utiliza la metodología establecida en (6).

La trayectoria para el cable del puente de dos luces está descrita por tres parábolas de segundo grado mostradas en la **Figura 5**.

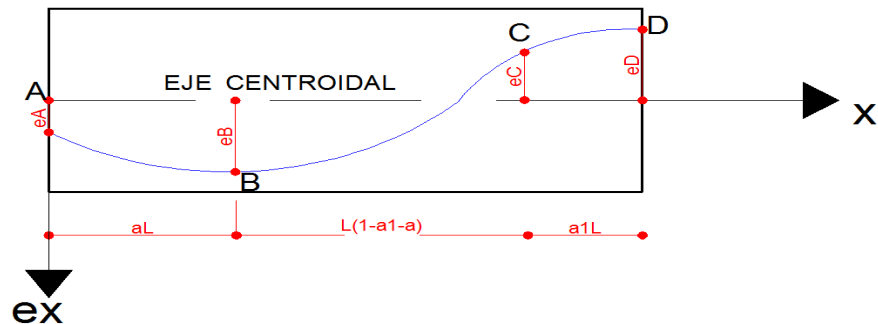


Figura 5. Trayectoria de cable parabólico – Puente de dos luces (6)

Las ecuaciones para cada parábola son las siguientes (6):

- Ecuación de la parábola para el tramo A-B

$$ex = \frac{eB - eA}{aL^2}x^2 + \frac{2(eB - eA)}{aL}x + eA$$

- Ecuación de la parábola para el tramo B-C

$$ex = \frac{eD - eB}{(1-a)(1-a-a1)L^2}x^2 + \frac{2a(eD - eB)}{(1-a)(1-a-a1)L}x + \frac{a^2(eD - eB)}{(1-a)(1-a-a1)} + eB$$

- Ecuación de la parábola para el tramo C-D

$$ex = \frac{eD - eB}{a1(1-a)L^2}x^2 + \frac{2(eD - eB)}{a1(1-a)L}x + \frac{(eD - eB)}{a1(1-a)} + eD$$

La trayectoria para el cable del puente de tres luces está descrita por cinco parábolas de segundo grado, las tres primeras parábolas son las mismas parábolas utilizadas para la trayectoria del cable del puente de dos luces mostrado en la **Figura 5**, las otras dos parábolas describen la trayectoria de la fuerza de preesfuerzo en la luz central del puente, la cual se muestra en la **Figura 6**.

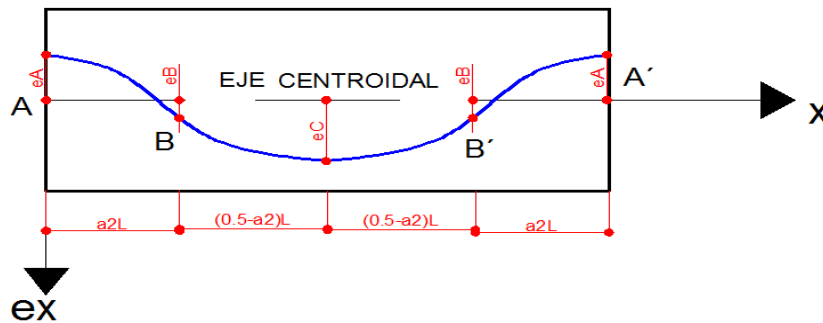


Figura 6. Trayectoria de cable parabólico – Puente tres luces – Luz central (6)

Las ecuaciones para la parábola del cable en la luz central del puente de tres luces son:

- Ecuación de la parábola para el tramo A-B $[-L/2 \leq x \leq (-1/2-a2)L]$

$$ex = \frac{2(eA-eC)}{a2L^2}x^2 + \frac{2(eA-eC)}{a2L}x - \frac{eA-eC}{2a2} + eA$$

- Ecuación de la parábola para el tramo B-B' $[(-1/2-a2)L <x<(1/2-a2)L]$

$$ex = \frac{2(eA - eC)}{(\frac{1}{2} - a2)L^2} x^2 + eC$$

2.2.4. Pérdidas por fricción y curvatura - Penetración de cuña

Las pérdidas por fricción y curvatura se calcularon siguiendo la metodología propuesta en (6):

$$Pi = Po^{-(\mu\alpha+kx)}$$

Donde:

Po = Fuerza en el anclaje móvil

Pi = Fuerza efectiva que actúa en una sección determinada a una distancia x del Anclaje móvil.

α = Suma de los ángulos hasta el punto considerado

μ = Coeficiente de fricción

k = Coeficiente de curvatura involuntaria

Para el cálculo de las pérdidas por penetración de cuña se utiliza la siguiente expresión (6):

$$W = \sqrt{\frac{\Delta Lc * Esp * Asp}{\Delta p}}$$

W= Distancia desde el anclaje móvil hasta el punto en que la fuerza de rozamiento debida a la penetración de cuña es cero.

ΔL = Alargamiento del cable de tensionamiento

Esp= Modulo de elasticidad del acero

Asp= Area de acero de preesfuerzo

Δp = Perdedia de fuerza de preesfuerzo entre 2 puntos de la viga

ΔLc = Penetración de cuña

Para los cálculos de las pérdidas por fricción y curvatura al momento de determinar los coeficientes de fricción y curvatura involuntaria se siguió las recomendaciones establecidas en (7), que corresponde a un artículo en el cual se establece el coeficiente de fricción por curvatura no involuntaria (k). En el artículo se menciona “es posible que en Colombia se presente una reducción de costos, disminuyendo el coeficiente de fricción por curvatura no intencional”. En las conclusiones de la investigación se recomienda que para un puente de vigas y placas se debe utilizar un coeficiente de curvatura involuntaria (k) de 0.0033/m, coeficiente que es utilizado en el diseño del preesfuerzo de los puentes que componen este trabajo.

2.3. Líneas de influencia (8)

Para la construcción de las líneas de influencia se recurre al método de Cross para las líneas de influencia del puente de dos luces y el Principio de Maxwell para la construcción de las líneas de influencia de los puentes de tres luces.

2.3.1. Método de Cross

El método consiste en la distribución de momentos. Se calculan los momentos fijos de empotramiento cada metro en toda la longitud de la viga para hallar la línea de influencia del Momento en B. Con la línea de influencia del momento en B sea calcula la línea de influencia de la Reacción A.

2.3.2. Principio de Maxwell

El principio de Maxwell suministra la correspondencia que existe entre las deformaciones producidas por un momento unitario y una carga puntual unitaria.

Se utilizan las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones en donde se establece que la variación angular en cada uno de los nodos de la viga (A, B, C...) debe ser igual a cero. Con estas condiciones es posible establecer un sistema de ecuaciones donde finalmente como solución se obtienen los momentos en cada uno de los nodos de la viga.

3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en realizar el diseño estructural de cuatro puentes los cuales tendrán dos y tres luces con vigas continuas y sección transversal I en concreto preesforzado. Una vez terminado el diseño estructural de cada puente, se obtienen las cantidades de obra producto del diseño y se compara entre cada puente desde el punto de vista de materiales cual es el más económico.

Durante la etapa de diseño se plantean constantes y variables estructurales de diseño las cuales se describen en los numerales 2.1 y 2.2.

3.1. Constantes en el diseño estructural

Como constantes en el diseño estructural de los cuatro puentes se tienen las siguientes características:

- Ubicación del puente : Bogotá D.C.
- Longitud del puente : 50m
- Sección transversal : 11.4m
- Número de Calzadas : 2
- Grupo I : Puentes esenciales
- Aa : 0.2 Región 5 (Bogotá)
- CCS : Categoría comportamiento sísmico C
- Perfil de suelo : S2
- Cimentación : Zapatas más pilotes en concreto de 15m
- Capacidad portante : 75t/m²
- Capacidad carga pilote : 100t (grupo) para 15m de profundidad
- Camión de Carga : C40-95
- Vigas : Sección I en concreto preesforzado

3.2. Variables en el diseño estructural

Puente 1: Puente de dos luces de 25m cada una.

Puente 2: Puente de tres luces, la primera de 10m, luz central de 30m y tercera luz de 10m.

Puente 3: Puente de tres luces, la primera de 12.5m, luz central de 25m y tercera luz de 12.5m.

Puente 4: Puente de tres luces, la primera de 15m, luz central de 20m y tercera luz de 15m.

4. CONDICIONES DE CARGA

El análisis y diseño estructural se realiza teniendo en cuenta todas las cargas que afectan al puente durante la etapa de construcción y etapa de servicio. En los siguientes numerales se describe las cargas que se tendrán en cuenta en el diseño y los factores y combinaciones de carga a utilizar según el CCDSP-95 (5) para simular adecuadamente el comportamiento del puente durante su vida útil.

4.1. Cargas muertas

Como carga muerta se considera el peso propio de la estructura, este se determina tomando las dimensiones geométricas de la misma, considerando un peso volumétrico de 24kN/m³.

4.2. Cargas vivas

Como concepto de carga viva se considera el peso de los elementos que no forman parte de la estructura, para los que su permanencia es temporal o que sus dimensiones o características de peso pueden variar ligeramente con respecto al tiempo.

Teniendo en cuenta que sobre el puente circulan vehículos, como carga viva se considera las solicitaciones producidas por el camión C40-95 el cual se describe en la **Figura 7**

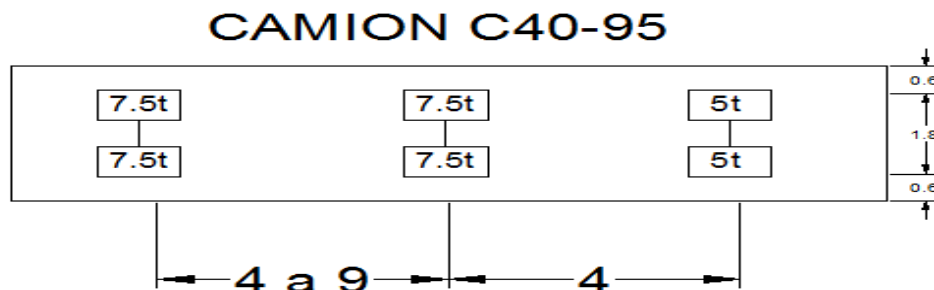


Figura 7. Camión de diseño (C40-95) (5)

4.3. Carga de impacto

Las cargas vivas se incrementan para la superestructura del puente adicionando un porcentaje de la carga viva, que se calcula según lo establecido en el CCDSP-95 (5) en función de la luz.

4.4. Fuerza longitudinal

Se considera el efecto de una fuerza horizontal longitudinal equivalente al 5% del valor de la carga viva sin impacto, en todos los carriles que tengan tráfico en la misma dirección. Esta fuerza longitudinal se localiza a 1.8m sobre la calzada, la cual se transmite a la infraestructura a través de la superestructura. Esto está definido en el numeral A.3.4.4 del CCDSP-95 (5).

4.5. Carga de sismo

Para la evaluación de las cargas sísmicas se utiliza el espectro de diseño local, el cual está ubicado en la ciudad de Bogotá, perfil de suelo S2, puentes del grupo I para puentes esenciales, categoría de comportamiento sísmico C según la tabla A.3.4-2, la aceleración espectral es 0.2g correspondiente a este tipo de suelo S2. Con estos datos y utilizando lo recomendado en la sección A.3.4.2.5 de la referencia (5) se construye el espectro de diseño el cual es cargado al programa de análisis SAP 2000.

Adicionalmente, el CCDSP-95 (5) en el numeral A.3.5.3.3 establece que las fuerzas sísmicas de diseño para cada elemento estructural individual y sus conexiones se determinan dividiendo las fuerzas elásticas por el coeficiente de modificación de respuesta **R** apropiado. El coeficiente de modificación de respuesta debe utilizarse en las dos direcciones horizontales ortogonales de la subestructura. En el diseño de los elementos estructurales de este proyecto se utilizan los coeficientes de modificación de respuesta establecidos en la tabla A.3.5-3 de la referencia (5).

4.6. Empuje de tierras

El empuje horizontal de tierras se calcula utilizando el coeficiente de empuje de tierras en reposo (K_0), el cual se aplica en las paredes de los Estribos.

4.7. Combinación de cargas

Para el análisis y diseño estructural se utilizarán las combinaciones de carga descritas en el CCDSP-95 (5) descritas en la sección A.3.12-1, a continuación en la Tabla 2 se presentan los coeficientes que presenta el CCDSP-95 en el que se resumen todas las combinaciones de carga.

Tabla 2. Combinaciones de carga (5)

COLUMNA Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
GRUPO	γ	FACTOR β											
		D	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	
METODO DE LA RESISTENCIA ULTIMA	I	1,3	β_D	1,67	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
	IA	1,3	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
	II	1,3	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
	III	1,3	β_D	1	1	β_E	1	1	0,3	1	1	0	0
	IV	1,3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0
	V	1,25	β_D	0	0	β_E	1	1	1	1	0	1	0
	VI	1,25	β_D	1	1	β_E	1	1	0,3	1	1	1	0
	VII	1,0	β_D	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1
	VIII	1,3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
	IX	1,2	β_D	0	0	β_E	1	1	1	1	0	0	0
X	1,3	1	1,67	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El diseño estructural de las vigas en concreto preesforzado se realizó mediante hojas de cálculo, mientras que el diseño estructural del concreto reforzado presente en losa, estribo, pilas y la cimentación se realizó mediante el análisis del programa de computador SAP 2000. A continuación se presenta el procedimiento detallado para el diseño de cada uno de los elementos estructurales en los cuatro puentes.

5.1. Diseño del puente 1:

El puente 1 tiene las constantes y variables estructurales descritas en los numerales 3.1 y 3.2. El puente 1 tiene una longitud de 50m con dos luces de 25 metros cada una. La Figura 10 muestra el modelo 3D realizado en el programa SAP2000.

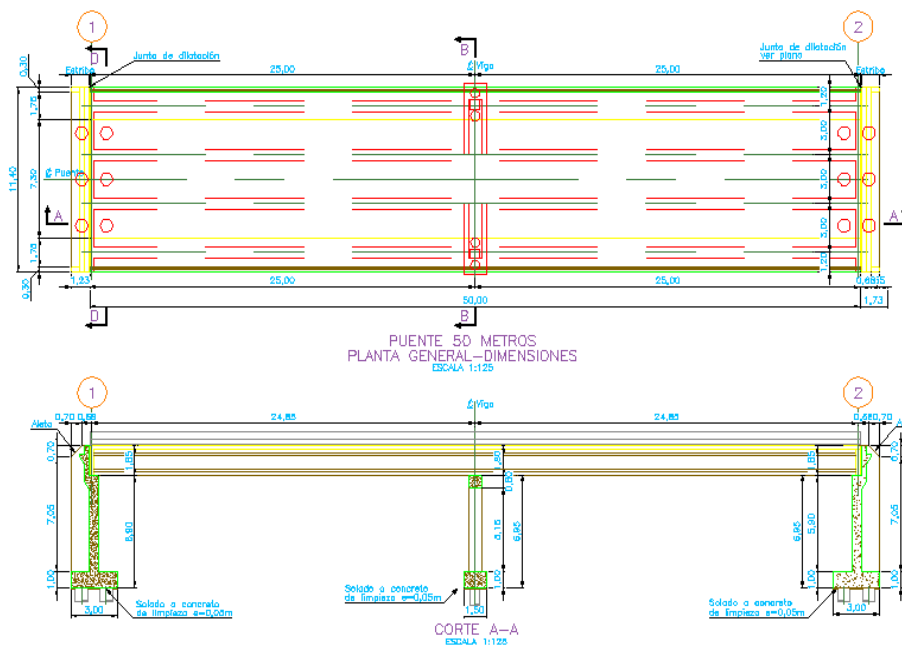


Figura 8. Sección Longitudinal en Planta y Corte – Puente 1

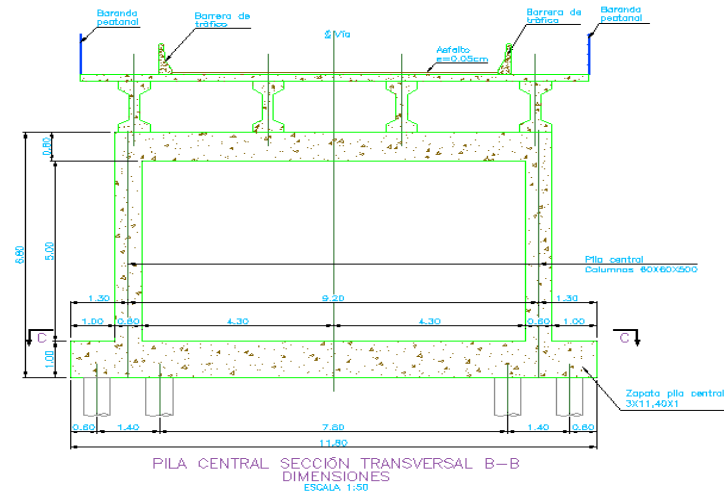


Figura 9. Sección Transversal – Puente 1

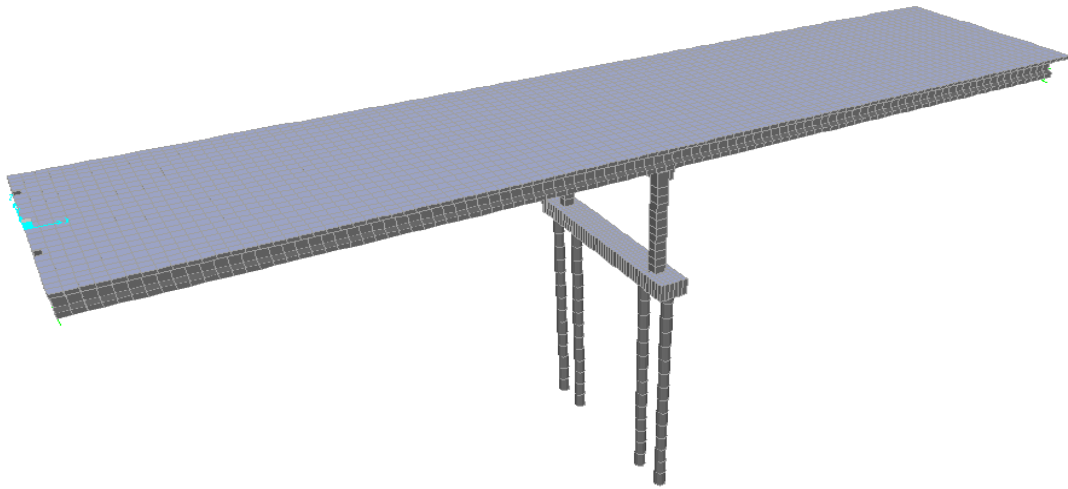


Figura 10. Modelo 3D – Puente 1

5.1.1. Diseño del preesfuerzo

Para el diseño del preesfuerzo se siguió la metodología propuesta en la tesis “ANÁLISIS Y DISEÑO DE PUENTES PREESFORZADOS DE LUZ CONTINUA”(4)

5.1.1.1. Materiales

Los materiales utilizados para el preesfuerzo son los presentados en la Tabla 3

Tabla 3. Materiales

γ	2.4	t/m ³	Peso Especifico del Concreto
γ	2.2	t/m ³	Peso Especifico del Asfalto
$f'c$	350	Kg/cm ²	Resistencia del Concreto en Vigas
$f'c$	280	Kg/cm ²	Resistencia del Concreto en Losa
$f'ci$	315	Kg/cm ²	Resistencia del concreto en el momento de la transferencia
fpu	18900	Kg/cm ²	Resistencia a tracción de los tendones
fpy	16000	Kg/cm ²	Resistencia de fluencia de los tendones

5.1.1.2. Avalúo de Cargas Muertas

La Tabla 4. Muestra el predimensionamiento y la dimensión final adoptada para los elementos estructurales de la sección transversal como son el espesor de la losa, altura de vigas y número de vigas

Tabla 4. Sección transversal

S Vigas	3	m	Separación entre Vigas (2.5 A 3.0)
H Losa	0.20	m	Altura de Losa Calculado (0.1+S/30)
H Losa	0.2	m	Altura de Losa Adoptado
H Vigas	1.25	m	Altura de Viga Calculado (L/20)
H Vigas	1.6	m	Altura de Viga Adotado
Número Vigas	4	m	Numero total de vigas en la sección transversal
Espesor Asfalto	0.05	m	Espesor de la Carpeta Asfáltica

Teniendo en cuenta que la sección transversal establecida para las vigas son secciones en I, la Figura 11, presenta las propiedades geométricas de la sección simple de la viga

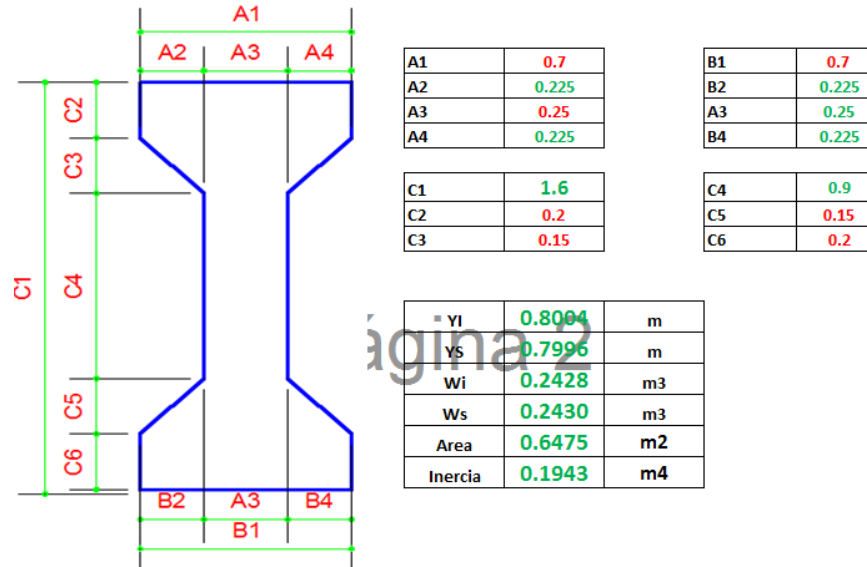
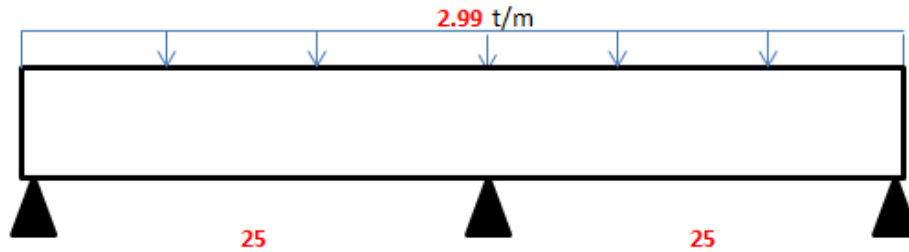


Figura 11. Propiedades geométricas sección transversal - Viga

Peso propio de la Viga	1.55	t/m	Peso propio de la viga
Peso Propio de la Losa	1.44	t/m	Peso Propio de la Losa



Como resultado de las cargas actuantes de peso propio de viga y losa, la **Figura 12** y **Figura 13** muestran los diagramas de fuerza cortante y momento flector respectivamente.

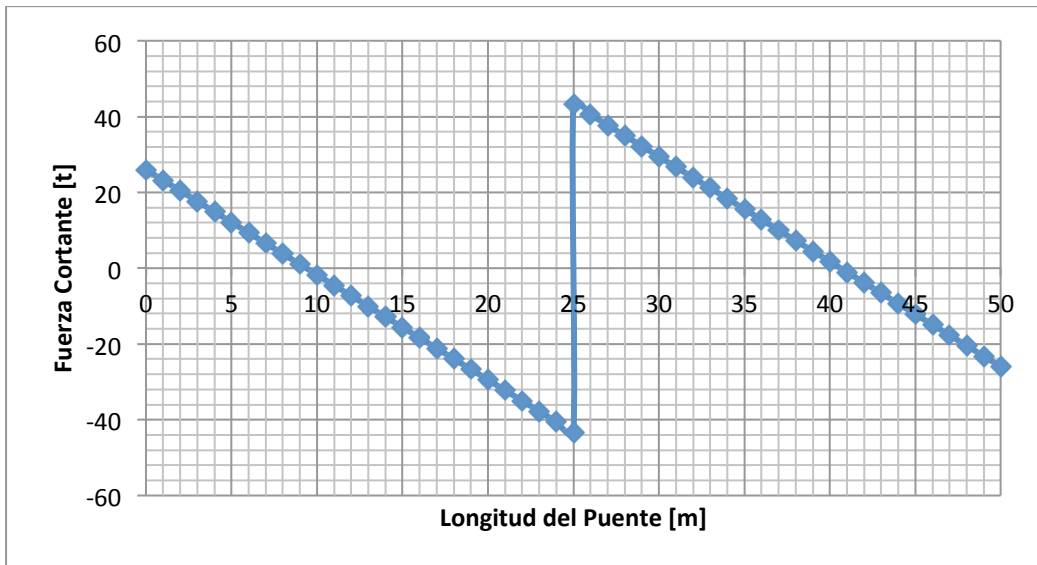


Figura 12. Diagrama de Fuerza Cortante – Por Carga Muerta (t)

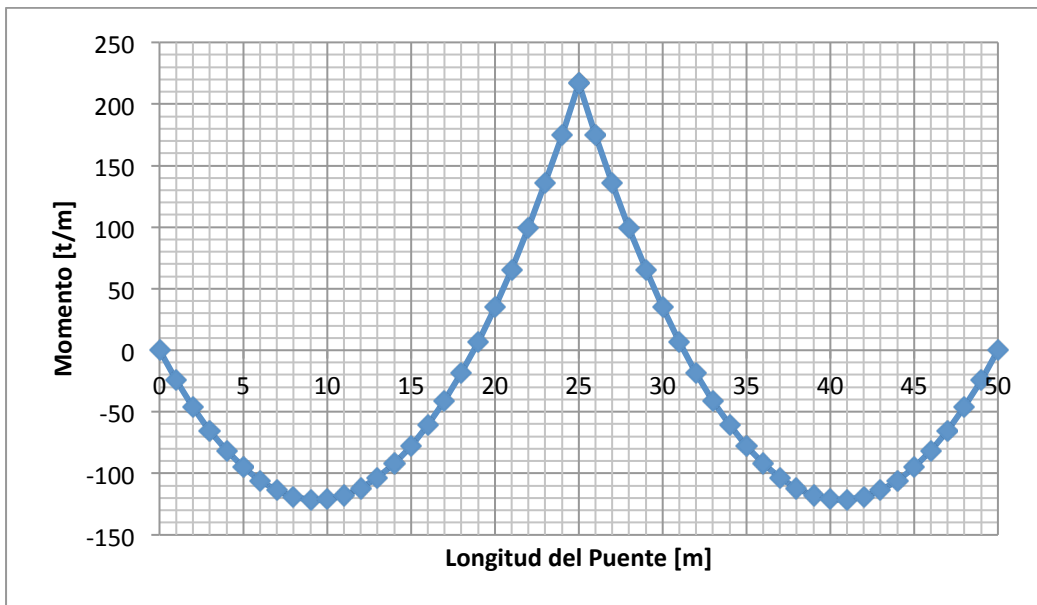


Figura 13. Diagrama de Momento Flector – Por Carga Muerta (t/m)

5.1.1.3. Avalúo de Cargas Sobreimpuestas

Carpeta Asfáltica	0.33	t/m
Peso de barandas	0.15	t/m
Peso de anden	0.18	t/m

Como resultado de las cargas actuantes de las cargas sobreimpuestas, la **Figura 14** y **Figura 15** muestran los diagramas de fuerza cortante y momento flector respectivamente.

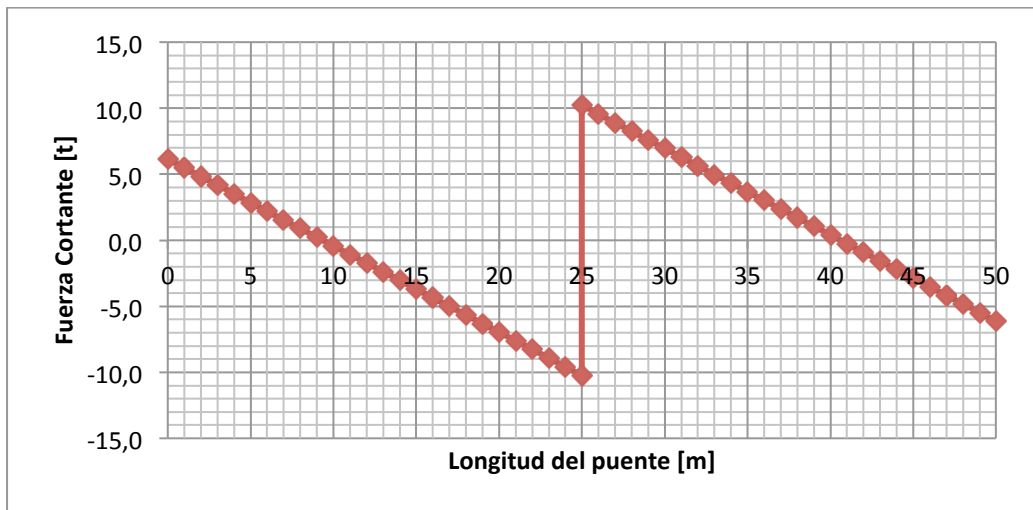


Figura 14. Diagrama de Fuerza Cortante – Cargas Sobreimpuestas (t)

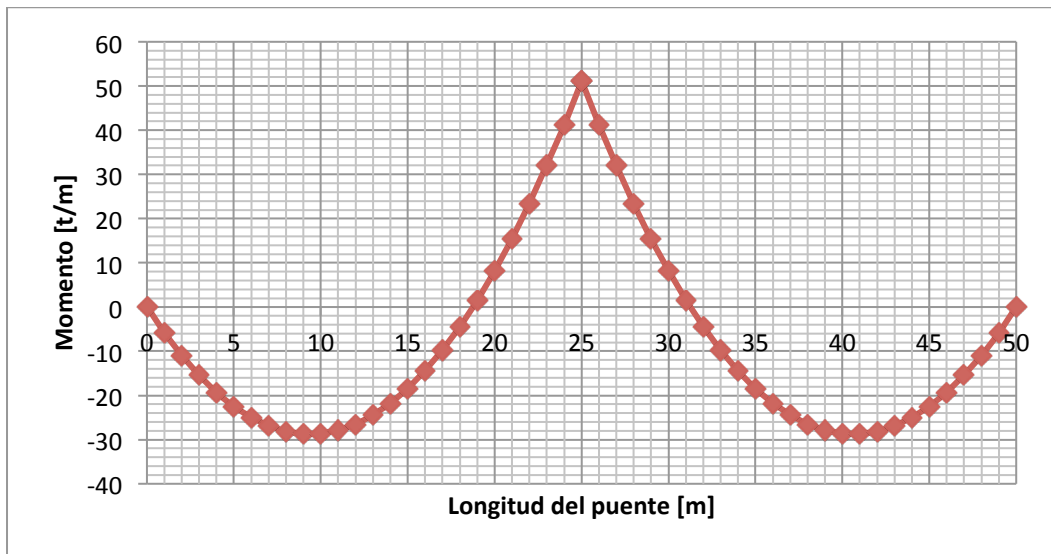


Figura 15. Diagrama de Momento Flector – Cargas Sobreimpuestas (t/m)

5.1.1.4. Avalúo de Carga Viva

Debido a que la luz del puente (25m) es menor a 28m, según el CCDSP-95 (5), para el análisis de la carga viva es necesario utilizar el camión del diseño C40-95 representado en la **Figura 7**.

Para el puente de dos luces, las posiciones del camión C40-95 que genera las máximas sollicitaciones en la viga, son las que se muestran la **Figura 16** y la **Figura 17**

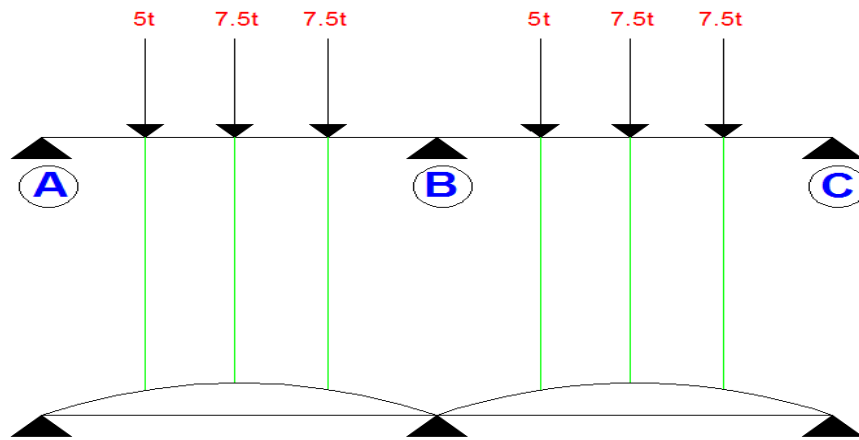


Figura 16. Posición del Camión – Máxima sollicitación apoyo B (9)

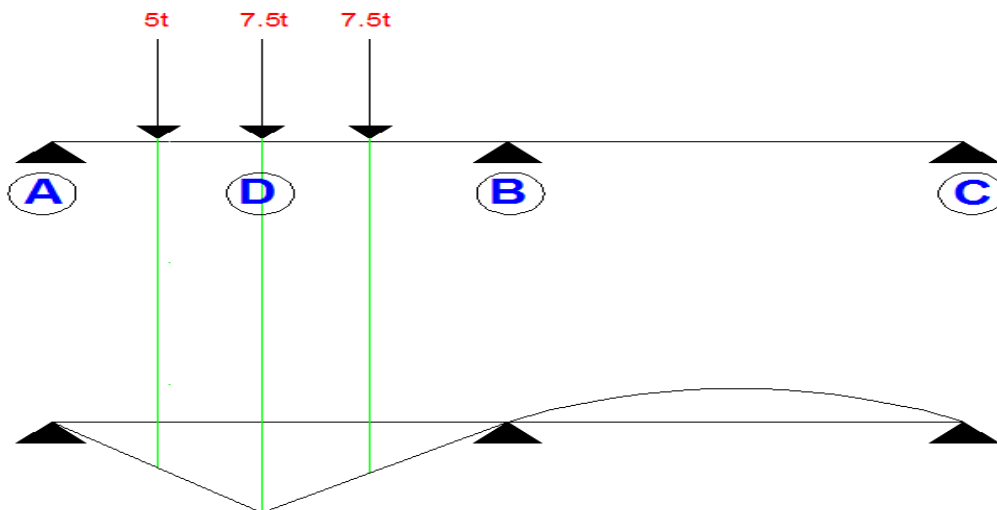


Figura 17. Posición del Camión – Máxima sollicitación distancia "D" (9)

Para el cálculo de la línea de influencia se utilizó el Método de Cross hallando los momentos fijos de empotramiento cada metro a lo largo de toda la longitud del puente. La **Figura 18**, **Figura 19** y **Figura 20**, muestran la línea de influencia del momento en el apoyo central, la reacción en el apoyo izquierdo y el momento a una distancia D del apoyo, que son los puntos de máximas solicitaciones debidas al camión C40-95.

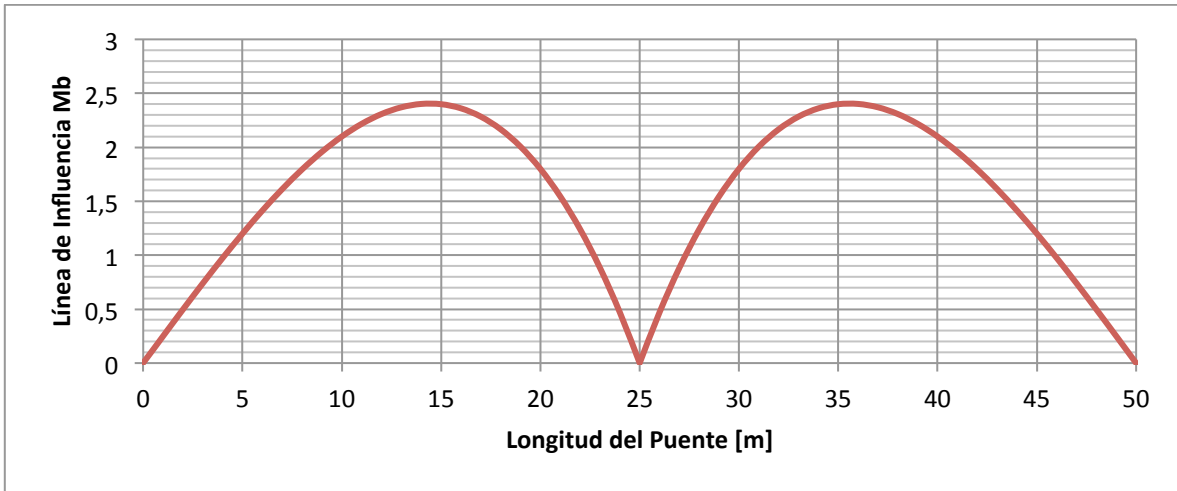


Figura 18. Línea de influencia del Momento B

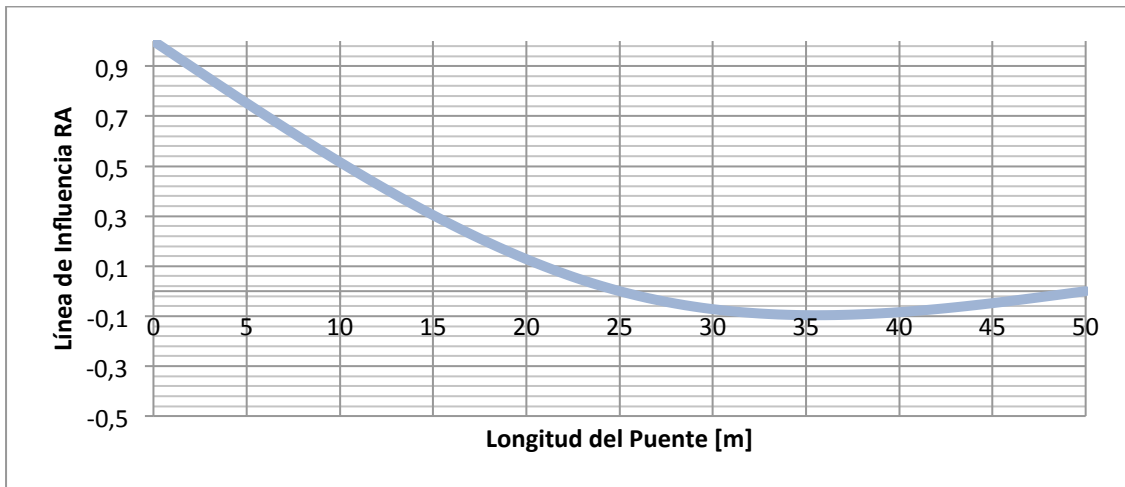


Figura 19. Línea de influencia de Reacción A

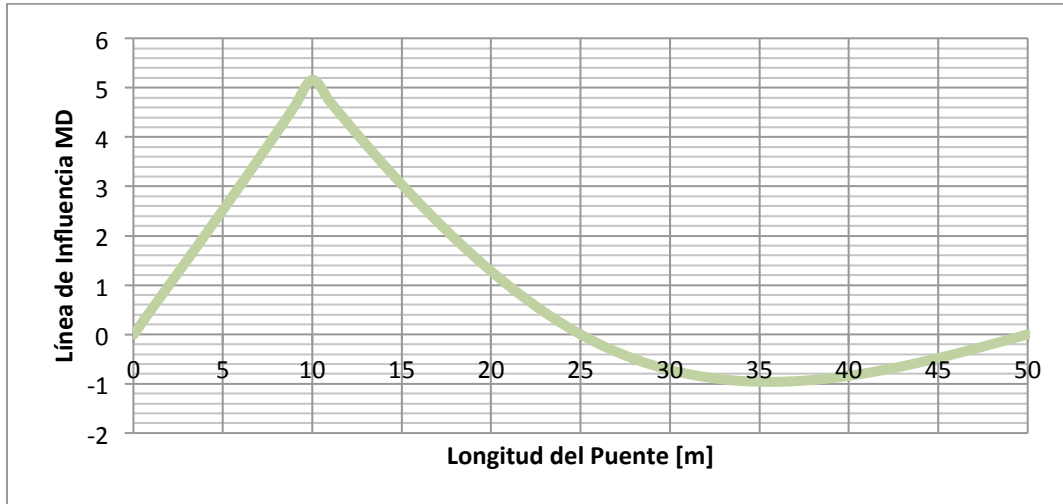


Figura 20. Línea de influencia de Momento D

La distancia “D” se escoge en el punto de mayor momento positivo debido a las cargas previamente analizadas. Como resultado de las líneas de influencia halladas en los puntos de máxima solicitaciones generadas por el camión C40-95, los momentos máximos obtenidos se presentan en la **Tabla 5**.

Tabla 5. Momentos debidos a carga viva – Línea de influencia

a) Momento máximo sobre apoyo B debido a la línea de ruedas del Camión C40-95

M(a-b)	44.8	t/m	Momento maximo por carga Viga en la Luz A-B
M(b-c)	44.8	t/m	Momento maximo por carga Viga en la Luz B-C
M[L]	89.5	t/m	Momento Por Carga Viva (Linea de Cargas)
M[L+i+Fr]	196.9	t/m	Momento Carga Viva + Impacto + Factor de Rueda

b) Momento máximo en el punto D debido a la línea de ruedas del camión C40-95

El Punto D esta a una distancia de: **10** a partir del apoyo A

Posición de Momento maximo en Línea Influencia	10	m
Momento Maximo (1) Línea de influencia	5.160	t/m
Momento Maximo (2) Línea de influencia	3.439	t/m
Momento Maximo (3) Línea de influencia	3.035	t/m

M(D)	79.7	t/m	Momento maximo en el punto D
M[L]	79.7	t/m	Momento Por Carga Viva (Linea de Cargas)
M[L+i+Fr]	175.2	t/m	Momento Carga Viva + Impacto + Factor de Rueda (Línea de Ruedas)

5.1.1.5. Determinación de la fuerza de preesfuerzo

La fuerza de preesfuerzo se calculó según lo descrito en el numeral 2.2.2, las solicitaciones de carga muerta, cargas sobrepuestas y carga viva tanto en el apoyo como en el centro de la luz de la viga se presentan en la Tabla 6

Tabla 6. Solicitaciones de la superestructura – Puesto 1

SOLICITACIÓN	APOYO B	LUZ	
Peso propio de Viga y Losa	233.91	131.57	t-m
Cargas sobrepuestas	51.17	28.78	t-m
M[L+i+Fr]	196.92	175.19	t.m
Excentricidad e (Simple)	0.73	0.73	m
Excentricidad e (Compuesta)	1.11	1.11	m

Despejando de la fórmula de esfuerzos combinados P, obtenemos la fuerza de preesfuerzo a compresión necesaria para que las fibras inferiores no superen el esfuerzo máximo admisible del concreto a tracción

La fuerza de preesfuerzo calculada durante la etapa de transferencia para el puesto 1 es:

Preesfuerzo t=∞ APOYO	263.8	t
VERIFICACIÓN	-664.5	t
Preesfuerzo t=∞ LUZ	161.1	t
VERIFICACIÓN	-466.9	t
Perdidas totales + diferidas	30.0	%
FUERZA DE PREESFUERZO DURANTE LA TRANSFERENCIA (t=0)	376.89	t

Esfuerzo admisible a compresión	0.55*f'ci	1732.5	t/m ²
σ_i	OK	-1101.524	t/m ²

5.1.1.6. Trayectoria de Cable de preesfuerzo

Para determinar la trayectoria de los cables de preesfuerzo se utilizó la metodología descrita en el numeral 2.2.3. Los materiales utilizados en el diseño del preesfuerzo son los presentados en la **Tabla 7**, siguiendo lo recomendado en la referencia (7) y lo establecido en el Código Colombiano de diseño sísmico de puentes en la sección A.8.8

Tabla 7. Materiales – Vigas preesforzadas

MATERIALES			
Item	Cantidad	Unidades	
f'ci	315	Kg/cm2	Resistencia del Concreto "Transferencia"
fpu	18900	Kg/cm2	Resistencia a tracción de los tendones
fpv	16000	Kg/cm2	Resistencia de fluencia de los tendones
Ec	221853		Modulo de Elasticidad concreto
Esp	2000000	Kg/cm2	Modulo de Elasticidad Acero
μ	0.2		Coefficiente de Fricción
K	0.0033	1/m	Coefficiente de curvatura involuntaria
% de perdidas	82.4	%	

El coeficiente de fricción utilizado corresponde a acero de alta resistencia y ductos de metal brillante ($\mu=0.2$) A.8.8.1 de la referencia (7)

Con la fuerza de preesfuerzo calculada en el numeral 5.1.1.5, se predimensiona el diámetro de los torones, la cantidad de torones y el número de cables necesarios para que la viga cumpla con los esfuerzos mínimos establecidos en el CCDS-95 durante el tiempo de transferencia y la epata de servicio.

Tabla 8. Fuerza de Tensionamiento – # de torones – Puesto 1

FUERZA DE PREESFUERZO		
Fuerza de Preesfuerzo M max (CL)	377	t
DETERMINACIÓN # DE TORONES		
f Toron	5/8	Pulg
Asp	1.4	cm2
0.8fpv	12800	Kg/cm2
Area Acero (Asp)	29.44	cm2
# de Torones	22.0	Unidad

FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 1		
TORONES/CABLE	8	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.8	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	430.1	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Luz	143.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	153.52	t

FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 2		
TORONES/CABLE	8	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.75	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	430.1	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Lu	143.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	152.55	t

FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 3		
TORONES/CABLE	8	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.75	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	430.1	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Lu	143.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	151.57	t

Según los datos suministrados en la **Tabla 8**, para cumplir con los requisitos mínimos establecidos en el CCDSP-95 en cuanto a esfuerzos, es necesario que en cada viga se utilicen 3 cables con 8 torones de 5/8" cada uno, la trayectoria se los cables se muestran en la **Figura 21**, **Figura 22** y **Figura 23**.

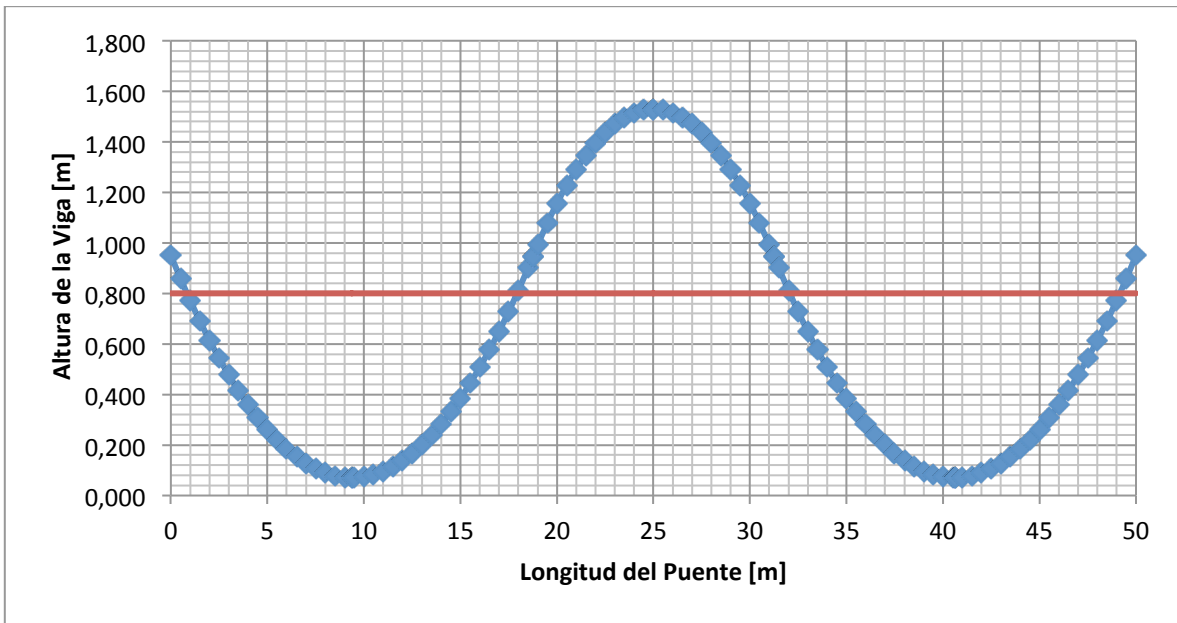


Figura 21. Trayectoria cable 1 – Puente 1

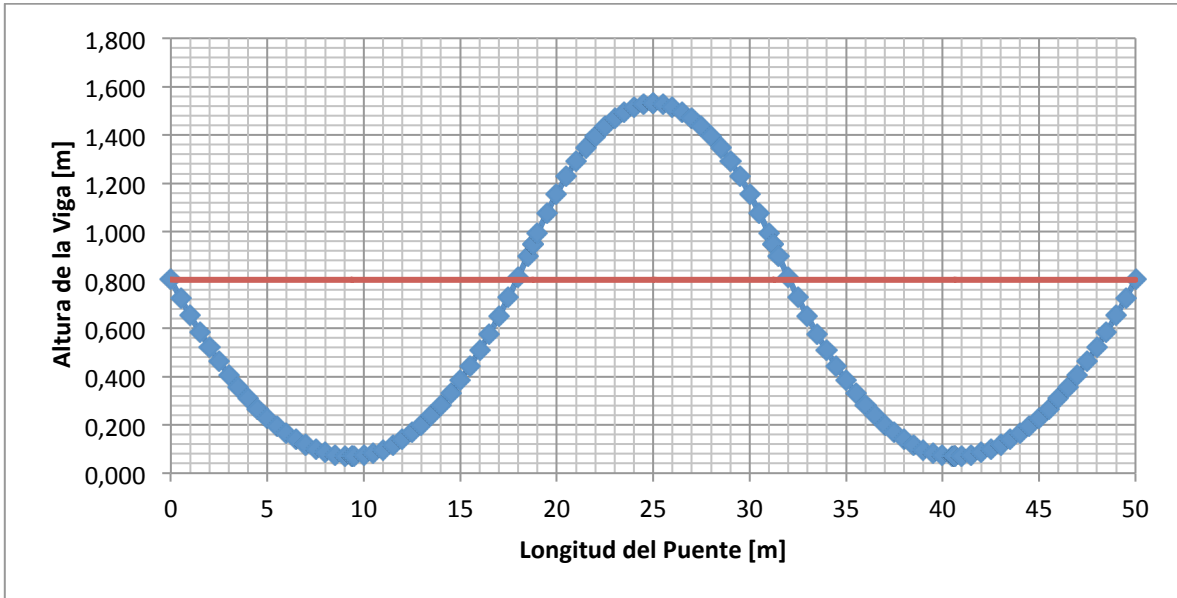


Figura 22. Trayectoria cable 2 – Puente 1

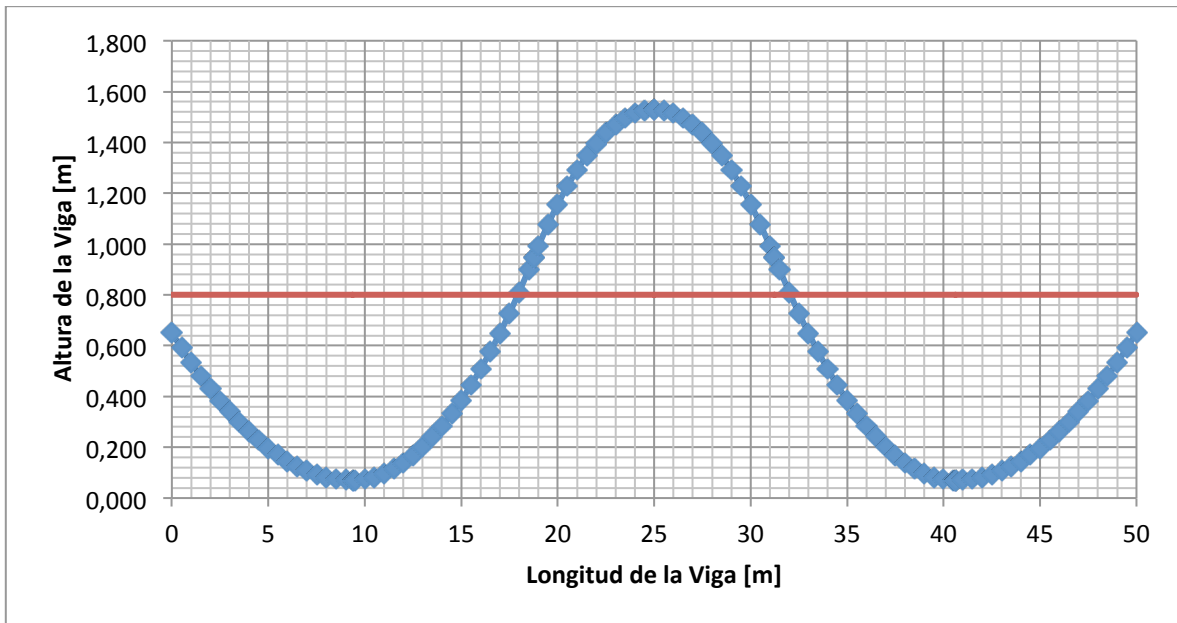


Figura 23. Trayectoria cable 3 – Puente 1

5.1.1.7. Verificación de esfuerzo $t=0$ (Transferencia):

Para verificar los esfuerzos es necesario conocer el momento producido por el caso de carga de preesfuerzo, en vigas continuas el preesfuerzo causa reacciones en los apoyos originados por las restricciones al desplazamiento lo que genera momentos flectores.

Como se mencionó en el numeral 2.2.1:

$$M_p = M_e + M_h$$

- MOMENTO ESTÁTICO $M_e = P_e$, producto de multiplicar la fuerza de preesfuerzo por la excentricidad de la fuerza de preesfuerzo.
- MOMENTO HIPERESTÁTICO M_h , debido a las reacciones generadas por las deformaciones impedidas.

Para el cable 1, el momento estático, hiperestático y de preesfuerzo se presenta en las siguientes figuras

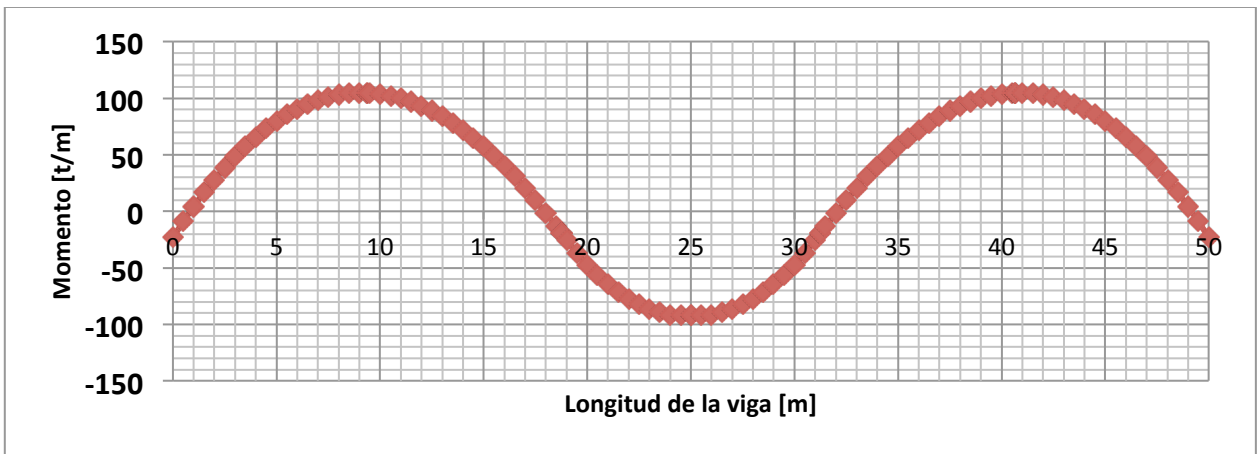


Figura 24. Momento Estático (P*e) –Cable 1

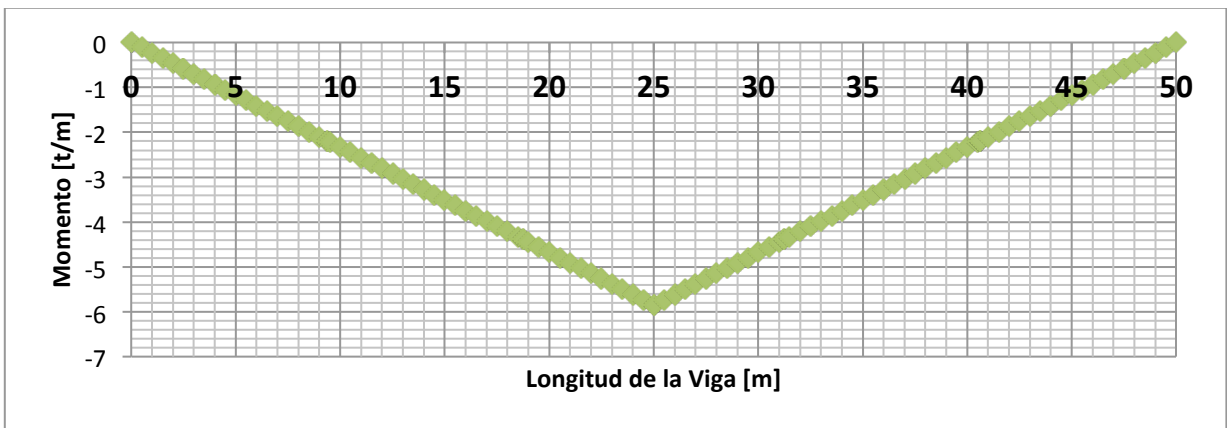


Figura 25. Momento Hiperestático – Cable 1

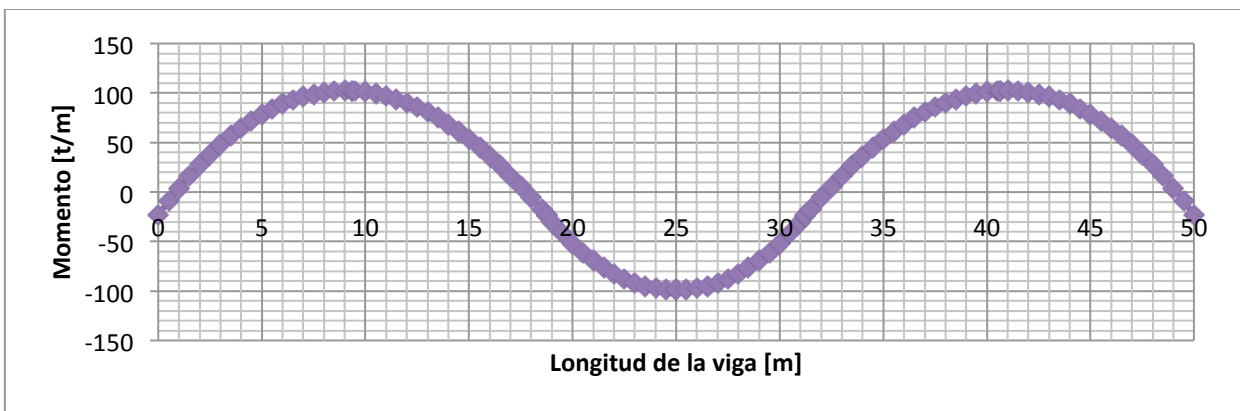


Figura 26. Momento de Preesfuerzo – Cable 1

Para el cable 2, el momento estático, hiperestático y de preesfuerzo se presenta en las siguientes figuras

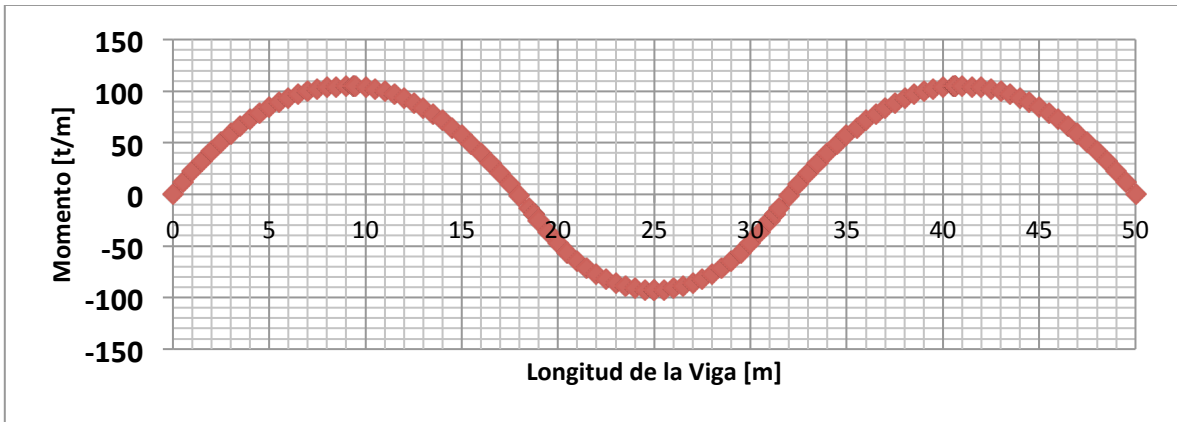


Figura 27. Momento Estático (P*e) –Cable 2

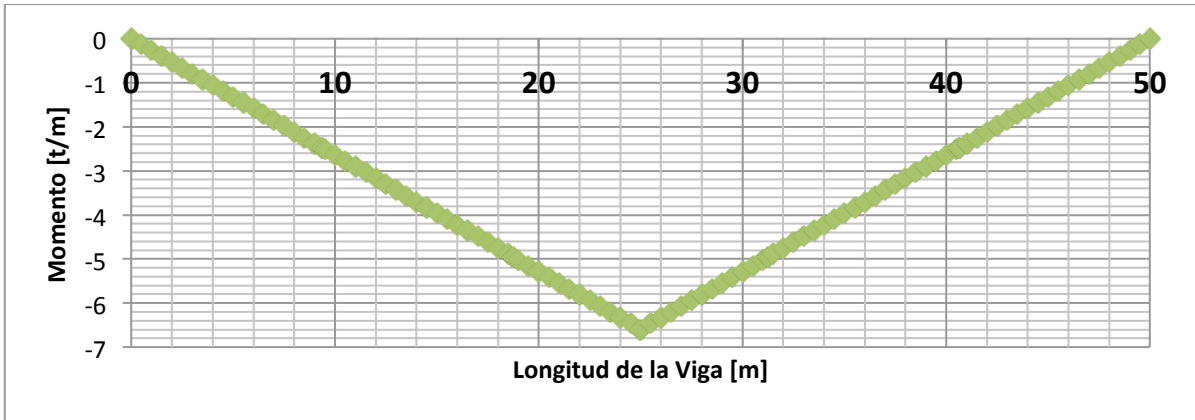


Figura 28. Momento Hiperestático – Cable 2

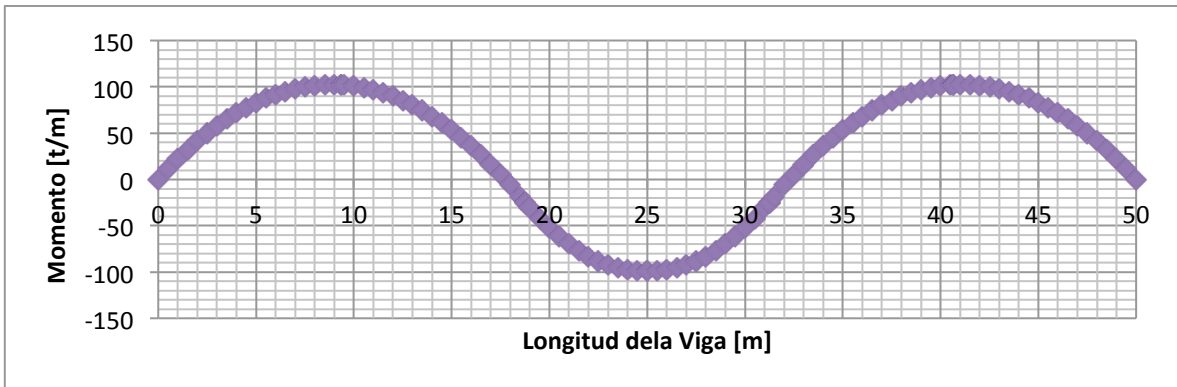


Figura 29. Momento de Preesfuerzo – Cable 2

Para el cable 3, el momento estático, hiperestático y de preesfuerzo se presenta en las siguientes figuras

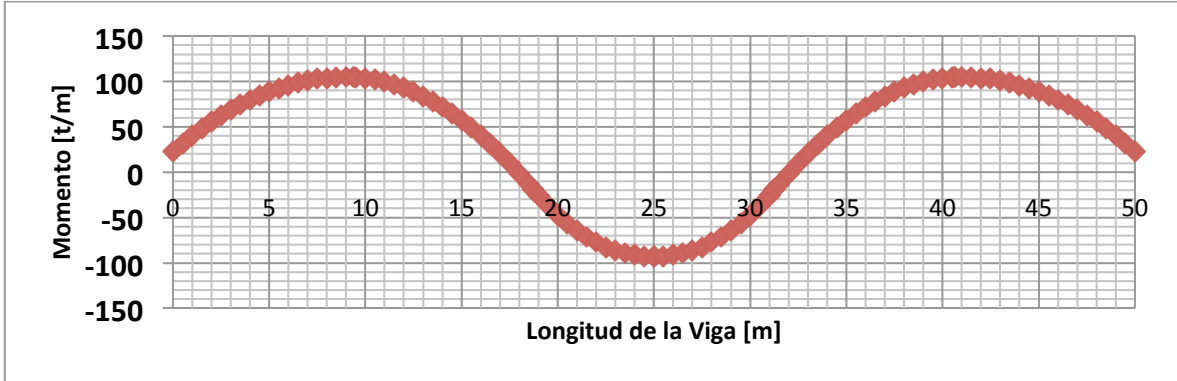


Figura 30. Momento Estático (P*e) –Cable 3

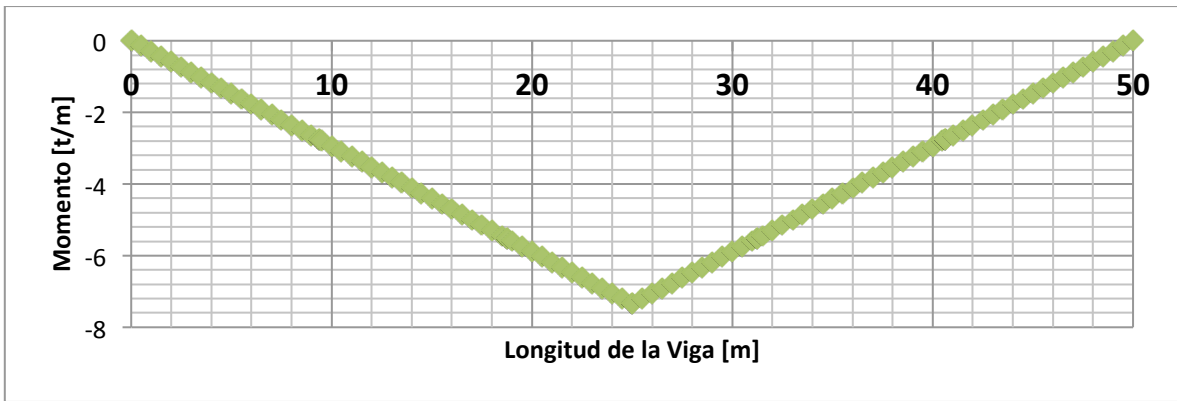


Figura 31. Momento Hiperestático – Cable 3

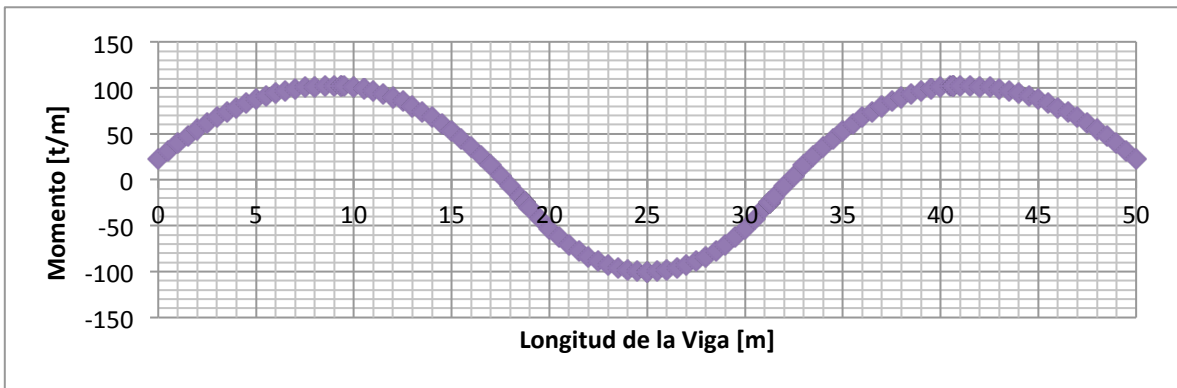


Figura 32. Momento de Preesfuerzo – Cable 3

La verificación de esfuerzos durante la transferencia se hace con los siguientes casos de carga:

- a) Peso propio de la sección simple
- b) Fuerza de Tensionamiento

Según (5), numeral A.7.8.2 el esfuerzo admisible a compresión en el concreto durante la transferencia es $0.55 f'_{ci}$. Esfuerzos admisibles a tracción durante la transferencia no se especifican. En la **Tabla 9** se presentan los esfuerzos admisibles a compresión y a tracción durante la etapa de transferencia y la etapa de servicio.

Tabla 9. Esfuerzos admisibles a compresión y a tracción (5)

f_c	350	kg/cm ²
f_{ci}	315	kg/cm ²
σ Admisible a Compresión en el Concreto Durante la Transferencia	-1732.5	t/m ²
σ Admisible a Compresión en el Concreto Etapa de Servicio	-1400	t/m ²
σ Admisible a Tracción Etapa de Servicio	299.3	t/m ²

Tabla 10 resume el cálculo del momento por carga muerta debido al peso de la sección simple y el momento debido al preesfuerzo en la viga continua calculado según se mencionó anteriormente. Así mismo se presenta en cada metro de la longitud de la viga, la verificación de esfuerzos tanto en la fibra inferior como en la fibra superior, teniendo en cuenta que los esfuerzos de compresión son negativos y los esfuerzos a tracción positivos.

Tabla 10. Verificación de esfuerzos durante la transferencia.

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MD(t-m)	0	13.79	26.03	36.71	45.84	53.42	59.44	63.91	66.82	68.18	67.99	66.24	62.94	58.08	51.67	43.71	34.19	23.12	10.49	-3.691	-19.4	-36.7	-55.6	-76	-97.9	-121
ΣP	-397	-395	-393	-391	-388	-386	-384	-382	-379	-377	-375	-372	-370	-368	-365	-363	-360	-358	-355.8	-353.9	-351	-348	-345	-342	-339	-336
ΣMP	0.254	-57.5	-108	-151	-188	-217	-240	-256	-266	-269	-266	-255	-237	-212	-180	-141	-95.3	-43.1	15.561	80.008	137.8	184.2	219.5	244	257.9	261.6
σ_s	-615	-431	-270	-132	-15.8	78.11	150.6	202.2	233.4	244.7	235.2	201.9	145.1	65.36	-36.7	-160	-305	-471	-656.8	-860.6	-1029	-1144	-1207	-1220	-1182	-1096
σ_i	-613	-790	-944	-1075	-1184	-1271	-1337	-1382	-1406	-1411	-1394	-1353	-1289	-1201	-1092	-961	-808	-635	-442.3	-232.2	-54.4	70.12	142.5	163.8	135.2	57.81
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.1.1.8. Verificación de esfuerzo $t=\infty$ (Etapa de servicio):

La verificación de esfuerzos en etapa de servicio se hace con los siguientes casos de carga:

- a) Peso propio de la viga
- b) Peso propio de la losa
- c) Peso propio de la carpeta asfáltica
- d) Peso propio de barandas
- e) Peso propio de andén
- f) Carga viva
- g) Fuerza de Tensionamiento

La **Tabla 11** resume los momentos generados en la etapa de servicio, debidos a cargas muertas, carga viva y momento hiperestático debido a que la viga es continua. Así mismo se presenta los esfuerzos generados tanto en la fibra inferior como en la fibra superior cada metro a lo largo de toda la longitud de la viga.

Tabla 11. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio.

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MD(t-m)	0	32.38	61.12	86.21	107.6	125.4	139.6	150.1	156.9	160.1	159.6	155.5	147.8	136.4	121.3	102.6	80.28	54.28	24.631	-8.666	-45.6	-86.2	-130	-178	-230	-285
M(L+i+fr)	0	28.07	52.9	74.51	92.97	116.6	136.1	151.6	163.2	171	175.2	176	174.1	169.7	162.3	152.2	139.5	124.5	107.44	88.684	68.5	47.21	29.7	11.57	-6.92	-25.5
ΣP	-397	-395	-393	-391	-388	-386	-384	-382	-379	-377	-375	-372	-370	-368	-365	-363	-360	-358	-355.8	-353.9	-351	-348	-345	-342	-339	-336
ΣMP	0.254	-57.5	-108	-151	-188	-217	-240	-256	-266	-269	-266	-255	-237	-212	-180	-141	-95.3	-43.1	15.561	80.008	137.8	184.2	219.5	244	257.9	261.6
σ_s	-355	-357	-359	-362	-365	-381	-395	-407	-419	-428	-437	-445	-456	-467	-480	-493	-506	-521	-536.4	-553	-551	-526	-484	-420	-334	-227
σ_i	-354	-344	-333	-322	-310	-274	-242	-212	-185	-161	-139	-116	-90	-61.4	-31.9	-1.3	30.71	64.45	100.34	137.13	141.6	100.5	28.34	-86.6	-243	-439
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.1.1.9. Pérdidas por fricción y curvatura - Penetración de cuña

Para calcular las pérdidas por fricción y curvatura y las pérdidas por penetración de cuña se sigue el procedimiento descrito en el numeral 2.2.4.

La **Figura 33** muestra el diagrama de pérdidas por fricción y curvatura del cable 1 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 129.15t con una pérdida en el anclaje de 24.38t.

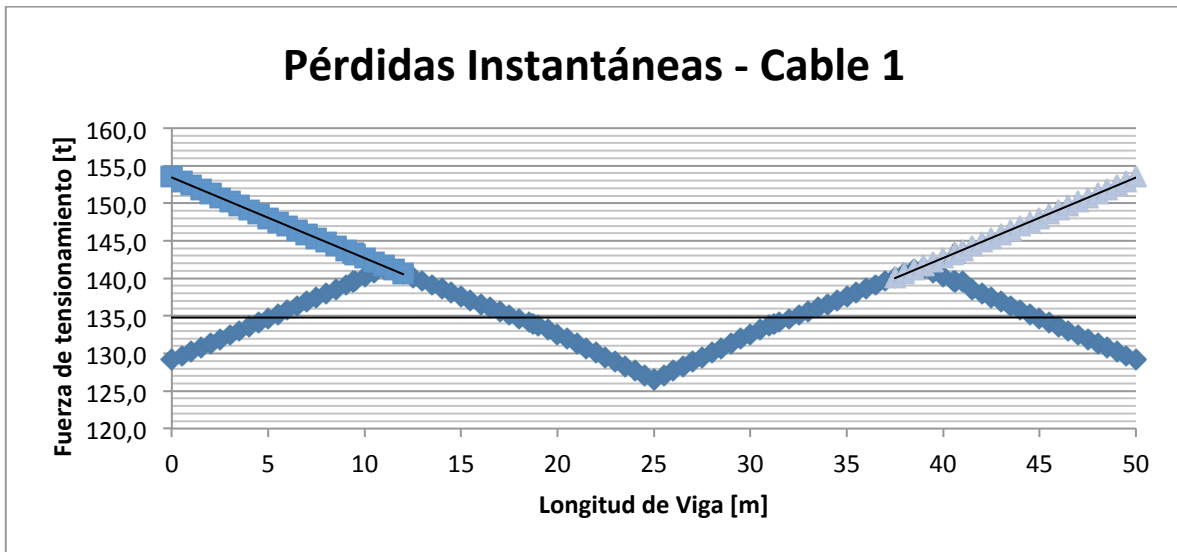


Figura 33. Pérdidas por fricción y curvatura – Cable 1

La **Figura 34** muestra el diagrama de pérdidas por fricción y curvatura del cable 2 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 129.39t con una pérdida en el anclaje de 23.15t.

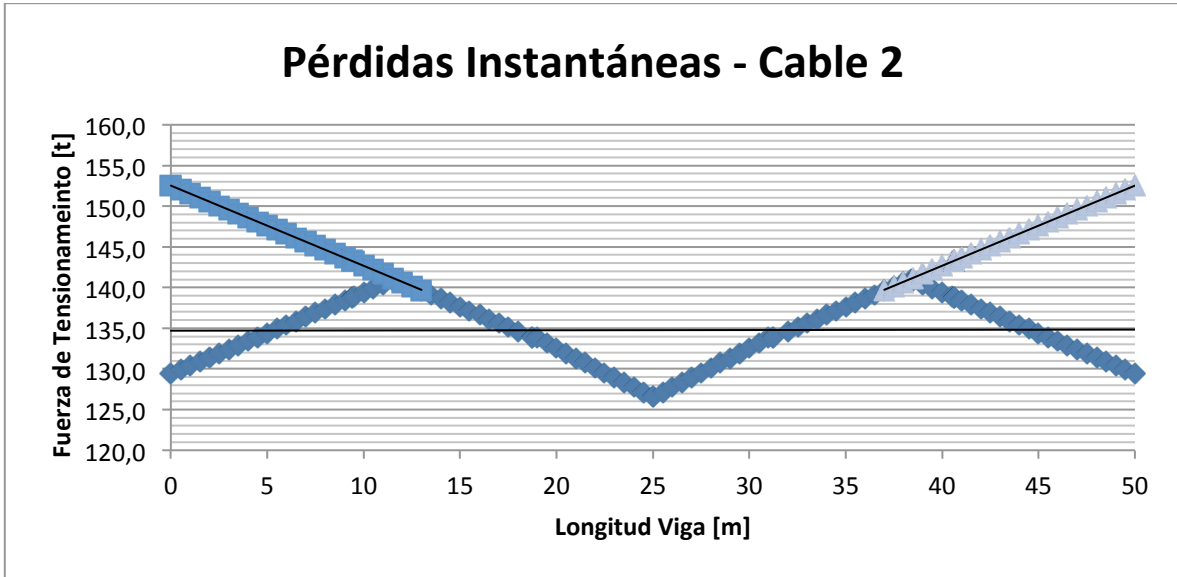


Figura 34. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 2

La **Figura 35** muestra el diagrama de perdidas por fricción y curvatura del cable 3 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 129.70t con una pérdida en el anclaje de 21.87t.

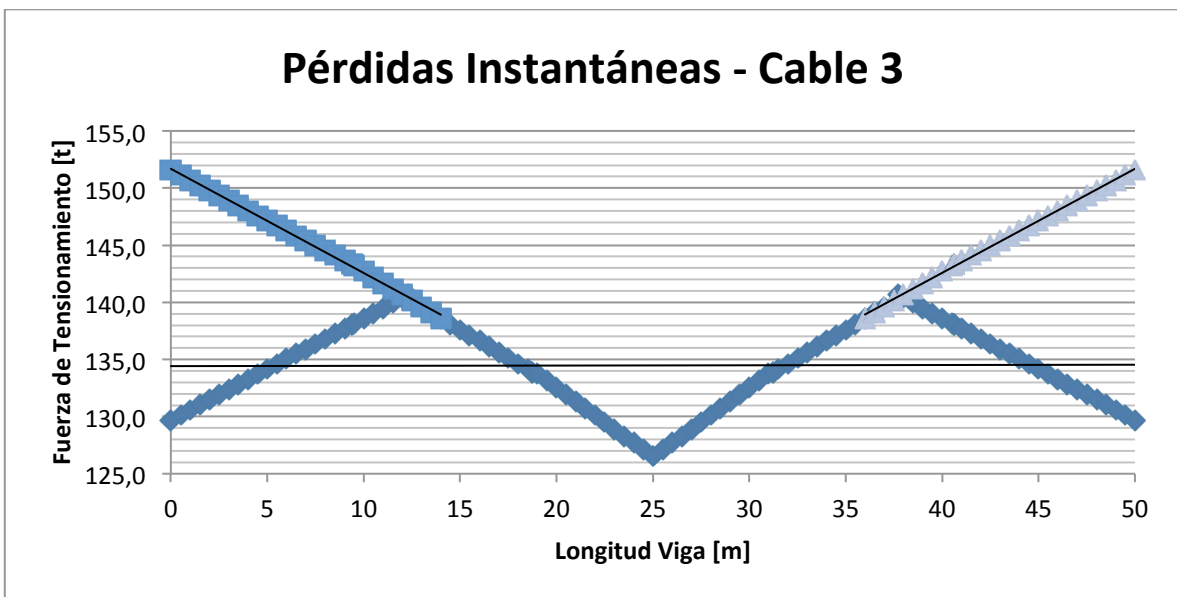


Figura 35. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 3

Se efectuó la verificación de esfuerzos de la sección durante la etapa de servicio teniendo en cuenta las pérdidas por penetración de cuña, los casos analizados son los siguientes:

- a) Peso propio de la viga
- b) Peso propio de la losa
- c) Peso propio de la carpeta asfáltica
- d) Peso propio de barandas
- e) Peso propio de andén
- f) Carga viva
- g) Fuerza de Tensionamiento
- h) Perdidas por penetración de cuña

La **Tabla 12** resume los momentos generados en la etapa de servicio, debidos a cargas muertas, carga viva y momento hiperestático debido a que la viga es continua teniendo en cuenta los efectos generados por la penetración de cuña. Así mismo se presenta los esfuerzos generados tanto en la fibra inferior como en la fibra superior cada metro a lo largo de toda la longitud de la viga.

Tabla 12. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio + penetración de cuña

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MD(t-m)	0	32.38	61.12	86.21	107.6	125.4	139.6	150.1	156.9	160.1	159.6	155.5	147.8	136.4	121.3	102.6	80.28	54.28	24.631	-8.666	-45.6	-86.2	-130	-178	-230	-285
M[L+i+fr]	0	28.07	52.9	74.51	92.97	116.6	136.1	151.6	163.2	171	175.2	176	174.1	169.7	162.3	152.2	139.5	124.5	107.44	88.684	68.5	47.21	29.7	11.57	-6.92	-25.5
ΣP	-341	-343	-345	-348	-350	-352	-354	-357	-359	-361	-364	-366	-368	-368	-365	-363	-360	-358	-355.8	-353.9	-351	-348	-345	-342	-339	-336
ΣMP	-0.09	-50.2	-95.2	-135	-170	-199	-222	-240	-253	-259	-259	-252	-239	-214	-182	-143	-97.8	-45.8	12.659	76.944	134.6	180.8	216	240.3	254.1	257.5
σ _s	-304	-321	-336	-348	-358	-378	-395	-409	-420	-429	-436	-444	-450	-464	-476	-489	-502	-517	-532	-548.5	-547	-521	-479	-414	-328	-221
σ _i	-304	-277	-255	-237	-224	-192	-165	-145	-130	-119	-110	-102	-94.8	-67.5	-38.3	-8.14	23.41	56.7	92.127	128.46	132.5	90.93	18.3	-97.1	-254	-450
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.1.1.10. Avalúo de las pérdidas diferidas:

Según (5), las pérdidas diferidas de fuerza de preesfuerzo se calculan de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\Delta f_s = SH + ES + CRc + CRs$$

5.1.1.10.1. Pérdida por retracción de fraguado del concreto [SH] (5)

Para miembros postensados:

$$SH = 0.8(1190 - 10.5RH)$$

SH = Pérdidas debida a la retracción de fraguado, kg/cm²

RH = Media anual de humedad relativa del ambiente, en porcentaje

Suponiendo una humedad relativa del 75% en el sitio de emplazamiento del puente, las pérdidas por retracción de fraguado son:

$$SH = 0.8(1190 - 10.5 * 75)$$

$$SH = 322kg/cm^2$$

5.1.1.10.2. Pérdida por acortamiento elástico [ES] (5)

$$ES = \frac{0.5Es * fcir}{Eci}$$

Eci	Modulo de Elasticidad del concreto en el momento de la transferencia
fcir	Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a la fuerza de preesfuerzo y a la carga muerta de la viga
Es	Modulo de Elasticidad de Acero de preesfuerzo

$$Eci = 0.14 * Wc^{1.5} \sqrt{f'ci}$$

Teniendo en cuenta que para conocer las pérdidas por acortamiento elástico es necesario conocer el esfuerzo en el concreto debido a la fuerza de preesfuerzo y la carga muerta, los cálculos se hacen teniendo en cuenta la sección simple.

Tabla 13. Pérdidas por acortamiento elástico

ACORTAMIENTO ELASTICO		
f' c	315	kg/cm2
Es	2000000	kg/cm2
Peso Unitario Concreto	2400	kg/cm2
Eci	292146.2	kg/cm2
Yi	0.8004	m
Ys	0.7996	m
AG	0.6475	m2
IG	0.1943	m4
Centroide ductos	0.07	m
Resultante	0.7304	m
# Cables	3	Unidad
Preesfuerzo/cable	143.4	t
M max Peso Viga	121.41	t-m
fcir	1388.66	t/m2
fcir	138.87	kg/cm2
ES	475.3	kg/cm2

5.1.1.10.3. Pérdida por flujo plástico del concreto [CRc] (5)

$$CRc = 12fcir - 7fcds$$

fcir Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a la fuerza de preesfuerzo y a la carga muerta de la viga

fcds Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a todas las cargas muertas exceptuando la carga muerta en el momento en que se aplica la fuerza de preesfuerzo.

Teniendo en cuenta que para conocer las pérdidas por flujo plástico del concreto es necesario conocer el esfuerzo en el concreto debido a todas las cargas muertas, los cálculos se hacen teniendo en cuenta la sección compuesta.

Tabla 14. Pérdidas por flujo plástico del concreto

FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO		
YI	1.181	m
YS	0.619	m
Area	1.122	m ²
Inercia	0.417	m ⁴
Centroide ductos	0.07	m
Resultante	1.11	m
# Cables	3.00	Unidad
Preesfuerzo/cable	143.36	t
M max losa y sobreimp	163.67	t-m
fcds	1219.03	t/m ²
fcds	121.90	kg/cm ²
CRc	813.1	kg/cm ²

5.1.1.10.4. Pérdida por relajación del acero de preesfuerzo [CRs] (5)

Para miembros postensados y torones de baja relajación:

$$CRs = 350 - 0.07FR - 0.1ES - 0.05(SH + CRc)$$

FR = Reducción en el esfuerzo por la pérdida por fricción, por debajo del nivel de 0.7 fpu en el punto en consideración

FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO		
CRs	245.7	kg/cm ²

La **Tabla 15** presenta el resumen de todas las perdidas diferidas, de la misma forma la **Tabla 16** presenta el porcentaje de pérdidas del puente 1 a lo largo de su etapa de servicio y en el cual se puede comprobar la eficiencia del diseño en el que tan sólo se presenta un total de 12.97% de pérdidas.

Tabla 15. Resumen de Pérdidas Diferidas

PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO [ES]	475.3	kg/cm2
PERDIDAS POR RETRACCIÓN DE FRAGUADO [SH]	322.0	kg/cm2
PERDIDAS POR FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO [CRc]	813.1	kg/cm2
PERDIDAS POR RELAJACIÓN DEL ACERO DE PREESFORZADO (CRs)	245.7	kg/cm2
TOTAL	1856.1	kg/cm2

Tabla 16. Porcentaje de pérdidas Diferidas

Preesfuerzo en el Centro de la luz Cable 1	143.36	t
# De torones	8	unidad
Diametro toron	1.4	cm2
Perdida de preesfuerzo CABLE 1	20.79	t
Fuerza en el Centro de la luz para t=0	122.57	t
Porcentaje de Perdidas	14.50	%

5.1.2. Diseño del concreto reforzado

Para el diseño de los demás elementos estructurales del puente se utilizó el programa SAP2000 en el cual se plasmó la geometría del puente tanto en superestructura como en infraestructura y se cargaron los elementos estructurales con sus respectivas cargas vigas y muertas.

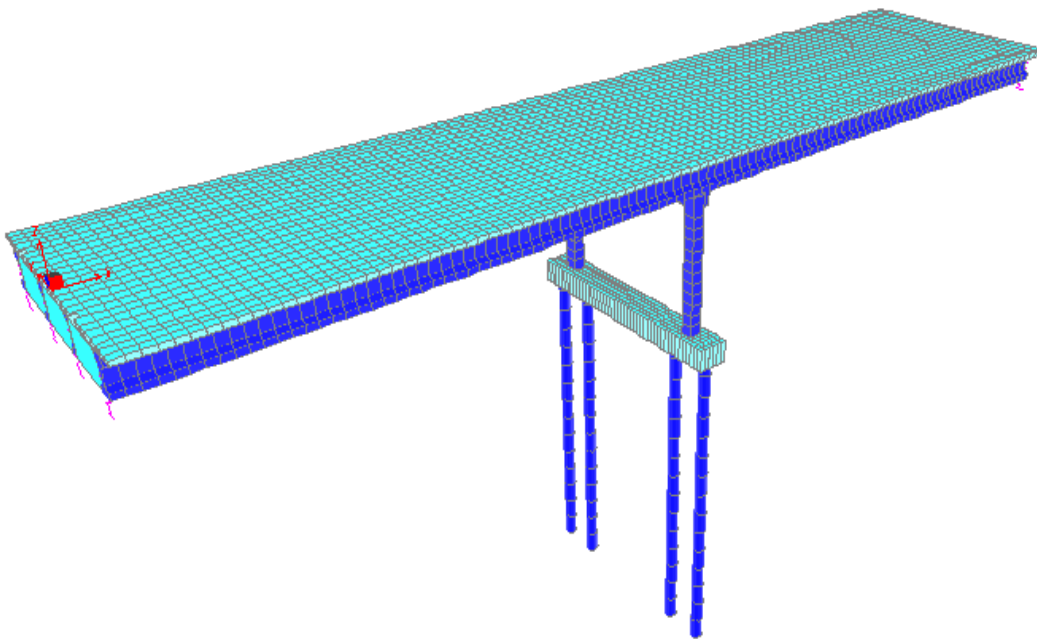


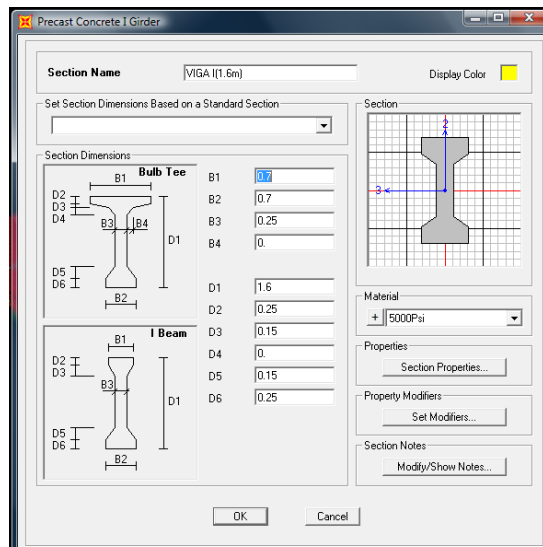
Figura 36. Modelo 3D – Puente 1 – SAP 2000

En el programa SAP200 se definió la geometría del puente, los materiales de los elementos estructurales y las cargas actuantes sobre la estructura. Para el análisis se utilizaron las combinaciones de carga descritas en la **Tabla 2**, el camión de diseño presentado en la **Figura 7** y el espectro de diseño de aceleraciones calculado de acuerdo con (5) para un puente ubicado en la Ciudad de Bogotá.

5.1.2.1. Sección transversal de la viga

Las características de la sección transversal de la viga se presentan en la **Tabla 17**, en ella se define también el tipo de material.

Tabla 17. Sección transversal Viga – Puente 1



5.1.2.2. Espectro de aceleraciones

Para la construcción del espectro de aceleraciones se siguió los requisitos establecidos en (5) teniendo en cuenta el grupo de importancia del puente, perfil del suelo y ubicación del puente. En la **Tabla 18** se describen los resultados obtenidos.

Tabla 18. Parámetros para diseño sísmico

CCS	C	Categoría comportamiento sísmico
GRUPO DE IMPORTANCIA [I]	I	Puentes esenciales A.3.5.1.3
COEFICIENTE DE ACERELACION [A]	0.2	Región 5 (Bogotá)
PERFIL DE SUELO	S2	Suelos duros o denso A.3.5.2.4
COEFICIENTE DE SITIO [S]	1.2	Coficiente de sitio

Con los parámetros calculados en la **Tabla 18** se construye el espectro elástico de aceleraciones el cual es cargado en el programa SAP 2000 en la opción "Response Spectrum". La **Figura 37** muestra la grafica del Espectro de aceleraciones calculado según el CCDSP-95 y la **Figura 38** muestra el espectro con el cual fue cargado el programa SAP 2000.

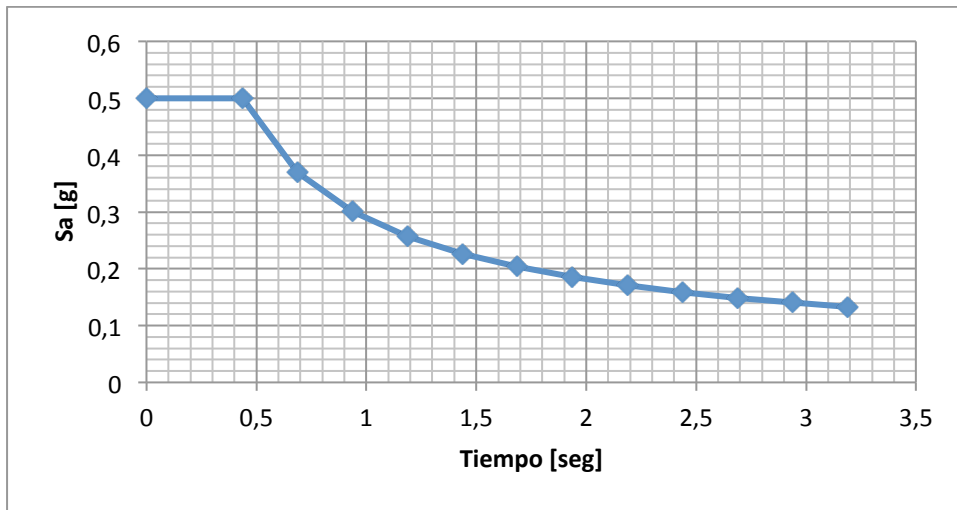


Figura 37. Espectro elástico de aceleraciones

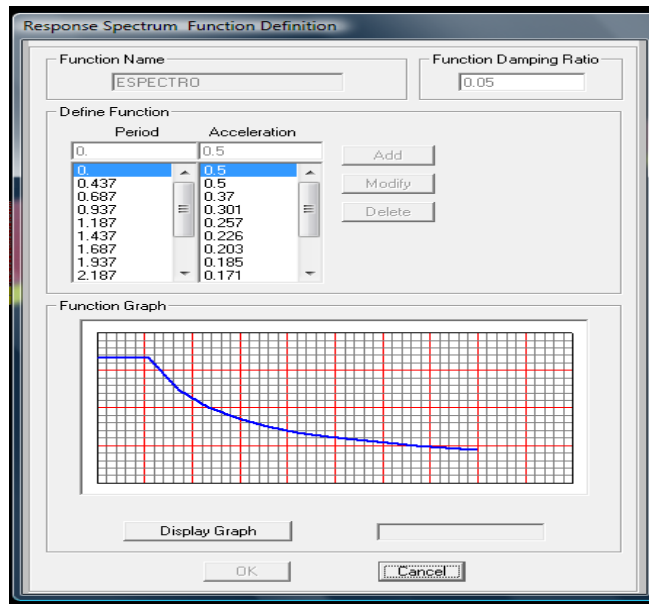


Figura 38. Espectro elástico de aceleraciones – SAP 2000

5.1.2.3. Cargas sobre la Estructura – SAP 2000

Para terminar de simular adecuadamente el puente, además de la geometría y los parámetros sísmicos se carga la estructura con los siguientes casos de carga:

- Carga Muerta (Pesos propio de los elementos estructurales)
- Carga Viva (Carga del camión C40-95)
- Cargas Sobreimpuestas (Carga de baranda, carpeta asfáltica y andenes)

La **Figura 39**, **Figura 40**, **Figura 41** y **Figura 42** muestran cada una de las cargas que se tuvieron en cuenta en el análisis del puente 1 de dos luces de 25m cada una.

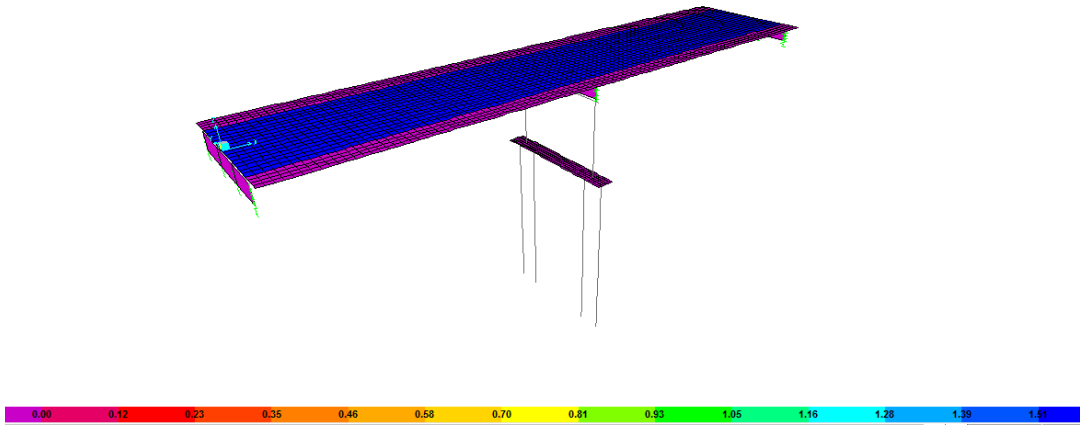


Figura 39. Carga de carpeta asfáltica

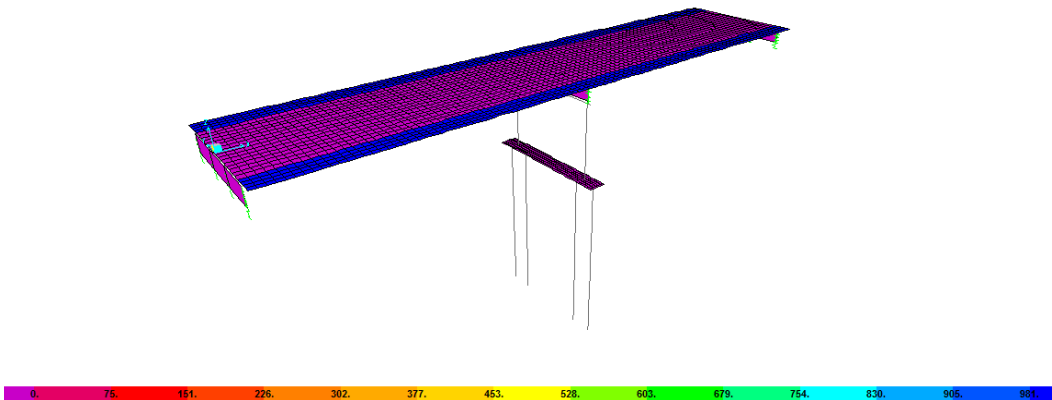


Figura 40. Carga de Barandas

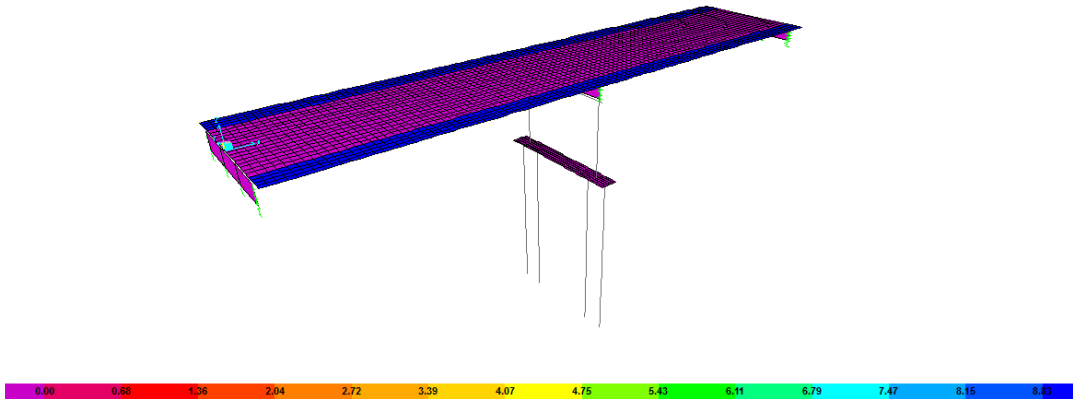


Figura 41. Carga de Andén

General Vehicle Data

Vehicle name: C40-95 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

- Lane Negative Moments at Supports
- Interior Vertical Support Forces
- All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: 0.3048
Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects:

Axle: None
Uniform: None

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Fixed Length	1.		0.	Zero Width		73.5499	Two Points	1.8
Fixed Length	4.		0.	Zero Width		73.5499	Two Points	1.8
Fixed Length	4.		0.	Zero Width		49.0333	Two Points	1.8

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor:

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figura 42. Carga viva camión C40-95

5.1.3. Diseño de Losa:

El diseño de la losa se realizó mediante el método de la resistencia última descrito en (10), teniendo en cuenta el diseño a flexión y a cortante.

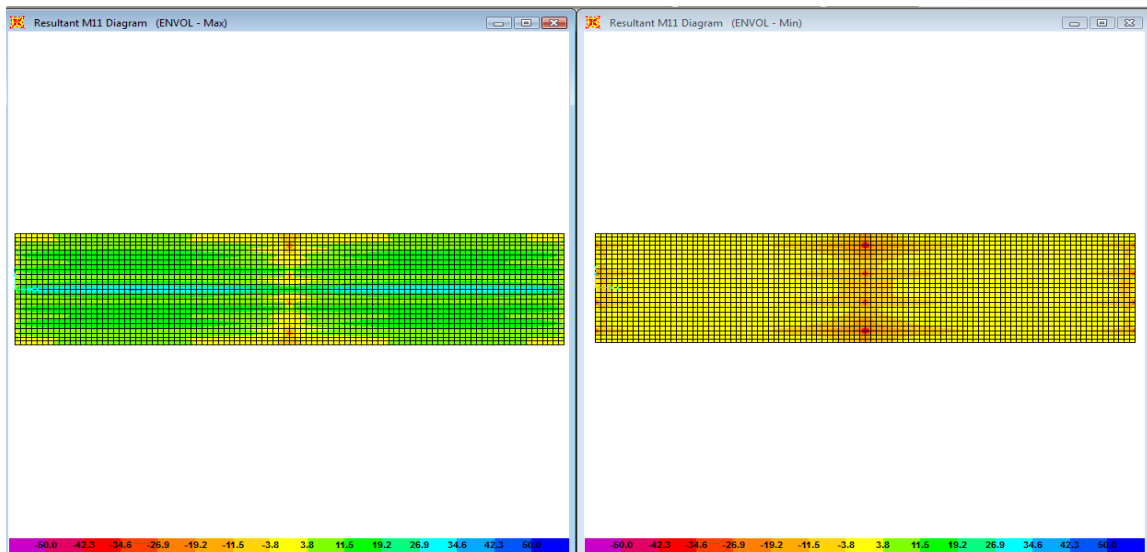


Figura 43. Momento M11 Max - Min

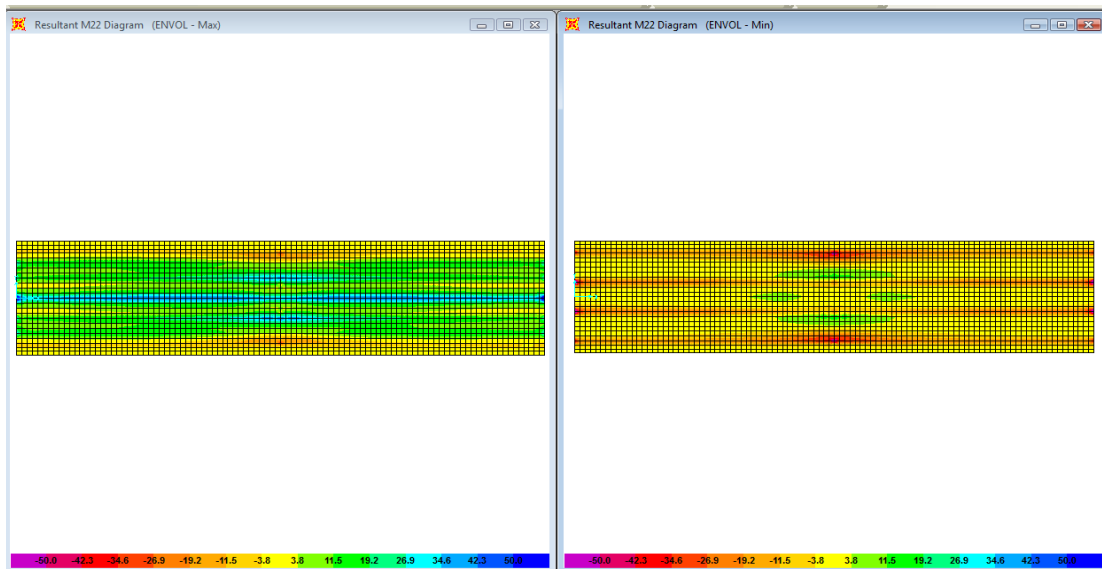


Figura 44. Momento M22 Max - Min

Tabla 19. Diseño a flexión - Losa

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO													
PROYECTO		PUENTE LUCES (25m - 25m)					Cuantías						
TITULO		DISEÑO LOSA					ρ mínimo	$\sqrt{f_c}/4f_y$	0.00273421	Valor adoptado cm ²			
							ρ mínimo	$1.4/f_y$	0.003333				
							A_s mínimo	$\rho b d$	5.000				
		MOMENTOS MAXIMOS					ρ máximo						
							$(0.75)^*0.7225*(f_c/f_y)*(600/600+f_y)$						
MATERIALES			ELEMENTO - GEOMETRIA			Coeficientes de reducción de resistencia							
Concreto	f_c	21.1	MPa	Esesor del recubrimiento	0.050	m	Flexión	ϕ	0.9				
Acero	f_y	420	MPa	Altura del elemento (h)	0.20	m	Corte	ϕ	0.75				
Ancho del elemento (b)		1.00	m	Altura (d)		m							
REFUERZO INFERIOR Y SUPERIOR													
SHELL No.	Mu (kN-m)	Sección		ρ	A_s (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ colocada	A_s (colocada)	ρ colocada < ρ max?		
		b	d			No.	Cantidad						
		m	m	requerida	(cm ²)								
2516	35	1.0	0.15	0.00434	6.50	4	5	No. 4 @20cm	0.00434	6.50	ok	M11 MAX	
3245	-20	1.0	0.15	0.00242	4.83	3	7	No. 3 @15cm	0.00322	4.83	ok	M11 MAX	
3147	2.9	1.0	0.15	0.00034	0.68	3	1	No. 3 @104cm	0.00046	0.68	ok	M11 MIN	
3228	-25	1.0	0.15	0.00305	6.08	4	5	No. 4 @22cm	0.00405	6.08	ok	M11 MIN	
2708	43	1.0	0.15	0.00540	8.10	4	6	No. 4 @16cm	0.00540	8.10	ok	M22 MAX	
2745	-29	1.0	0.15	0.00356	5.34	4	4	No. 4 @25cm	0.00356	5.34	ok	M22 MAX	
2639	-26	1.0	0.15	0.00318	6.33	4	5	No. 4 @21cm	0.00422	6.33	ok	M22 MIN	
3079	-60	1.0	0.15	0.00776	11.64	4	9	No. 4 @12cm	0.00776	11.64	ok	M22 MIN	
2955	-30	1.0	0.15	0.00369	5.53	3	8	No. 3 @13cm	0.00369	5.53	ok	M11 MAX	

Tabla 20. Diseño a corte - Losa

CORTANTE - V13														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu	ϕV_c	$V_c > V_u$	$\phi v_s = V_u - \phi V_c$	Flejes A usar	A_v fleje	$s_{req} (cm) = A_v \phi F_y d / (V_u - \phi V_c)$	$s_{max} (d/2)$	$s_{min} (cm) = (A_v \phi 3f_y) / b$	Separación S	Usar:	$V_s max = \phi 2/3 \sqrt{f_c} b' d$	$V_s (A_v \text{ colocado})$	$V_s < V_{smax}$
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm ²)		cm	(Av*3fy)/b	(mm)				
IZQUIERDA	63.00	87.85	CUMPLE	NO REQUIERE FLEJES										
DERECHA	76	87.85	CUMPLE	NO REQUIERE FLEJES										

CORTANTE V23														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu	ϕV_c	$V_c > V_u$	$\phi v_s = V_u - \phi V_c$	Flejes A usar	A_v fleje	$s_{req} (cm) = A_v \phi F_y d / (V_u - \phi V_c)$	$s_{max} (d/2)$	$s_{min} (cm) = (A_v \phi 3f_y) / b$	Separación S	Usar:	$V_s max = \phi 2/3 \sqrt{f_c} b' d$	$V_s (A_v \text{ colocado})$	$V_s < V_{smax}$
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm ²)		cm	(Av*3fy)/b	(mm)				
2108	85	87.85	CUMPLE	USAR FLEJES MINIMOS										
1055	82.5	87.85	CUMPLE	USAR FLEJES MINIMOS										

5.1.4. Diseño Viga Cabezal:

La **Figura 45** y **Figura 46** muestran el diagrama de momento flector y de fuerza cortante para la envolvente de combinación de cargas, el diseño a flexión y corte de la viga se presenta en la **Tabla 21** y **Tabla 22** respectivamente.

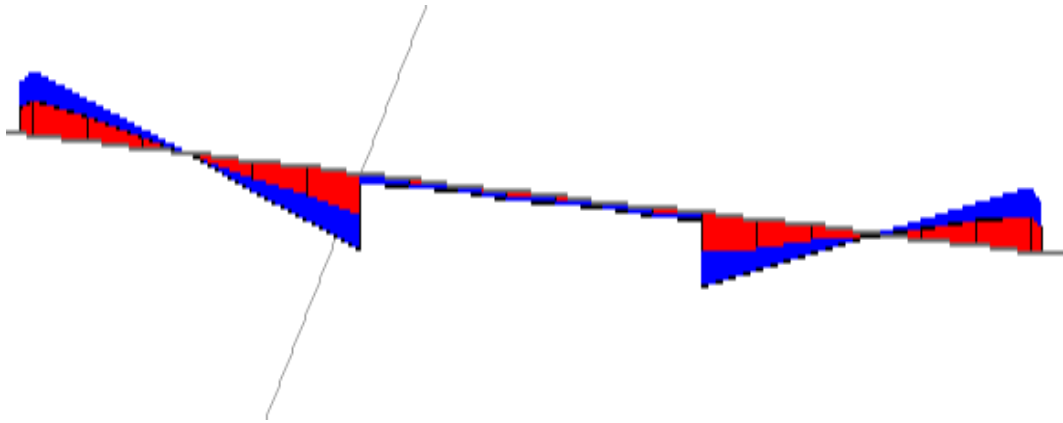


Figura 45. Diagrama de Momento Flector

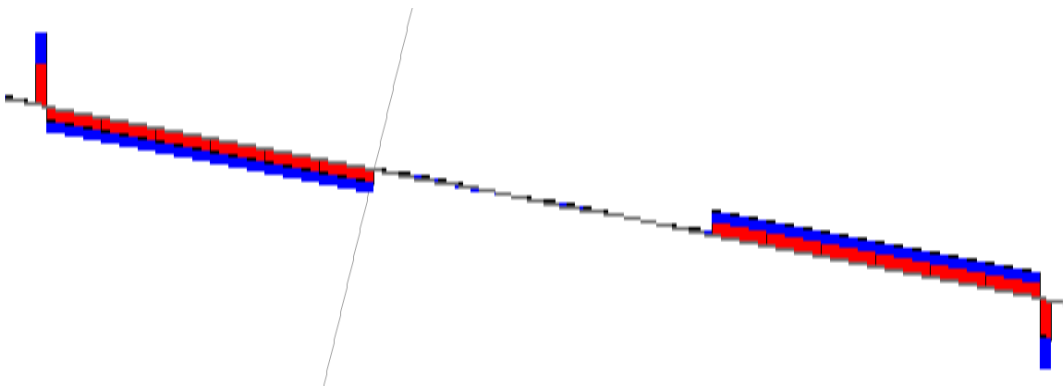


Figura 46. Diagrama de fuerza cortante

Tabla 21. Diseño a flexión – Viga Cabezal

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO	PUENTE LUCES (25m - 25m)						Cuantías					
TITULO	DISEÑO VIGA CABEZAL						ρ mínimo	$\sqrt{f_c}/4f_y$	0.00273421	Valor adoptado		
	MOMENTOS MAXIMOS						ρ mínimo	$1,4/f_y$	0.003333			
							A_s mínimo	$\rho b d$	20.000	cm ²		
							ρ máximo		0.01601			
							(0,75)*0,7225*(f _c /f _y)*(600/600+f _y)					
MATERIALES			ELEMENTO - GEOMETRÍA				Coeficientes de reducción de resistencia					
Concreto	f _c	21.1	MPa	Espesor del recubrimiento		0.050	m					
Acero	f _y	420	MPa	Altura del elemento (h)		0.80	m	Flexión	ϕ	0.9		
Ancho del elemento (b)		0.80	m	Altura (d)		0.75	m	Corte	ϕ	0.75		
REFUERZO A FLEXIÓN												
ZONA	Mu	Diseño a flexión										
		Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ	As (colocada)	ρ colocada < ρ max?	
		b	d			No.	Cantidad					
(kN-m)	m	m	requerida	(cm ²)			colocada	(cm ²)				
IZQUIERDO	-1258	0.8	0.75	0.00818	49.07	8	10	No. 8 @9cm	0.00818	49.07	ok	SUPERIOR
IZQUIERDO	74	0.8	0.75	0.00044	20.00	6	7	No. 6 @12cm	0.00333	20.00	ok	INFEIOR
CENTRO	-22	0.8	0.75	0.00013	20.00	6	7	No. 6 @12cm	0.00333	20.00	ok	SUPERIOR
CENTRO	1181	0.8	0.75	0.00762	45.74	8	9	No. 8 @9cm	0.00762	45.74	ok	INFEIOR
DERECHA	-1203	0.8	0.75	0.00778	46.69	8	9	No. 8 @9cm	0.00778	46.69	ok	SUPERIOR
DERECHA	74	0.8	0.75	0.00044	20.00	6	7	No. 6 @12cm	0.00333	20.00	ok	INFEIOR

Tabla 22. Diseño a Corte – Viga Cabezal

DISEÑO A CORTANTE														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu (kN)	ϕV_c (kN)	V _c > Vu CUMPLE??	$\phi v_s = Vu - \phi V_c$ (kN)	Flejes	Av	s req (cm) =	s máx (d/2) cm	s mín (cm) = (Av*3fy)/b	Separación	Usar:	Vs max = $\phi 2/3 v (f_c)^{1/3} b^* d$	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
					A usar	fleje	(Av* $\phi F_y d$) / (Vu - ϕV_c)			S				
No.	(mm ²)	(mm)	(mm)											
IZQUIERDA	988.00	351.40	NO	636.60	4	129.00	9.6	37.5	40.64	9.6	Flejes No.4 @ 10 cm	1378.04	433.44	ok
DERECHA	988	351.40	NO	636.60	4	129.00	9.6	37.5	40.64	9.6	Flejes No.4 @ 10 cm	1378.04	433.44	ok
CENTRO	40	351.40	CUMPLE	USAR FLEJES MINIMOS										

5.1.5. Diseño columnas apoyo central:

Para el diseño de la pila central se dibujaron las curvas de interacción para diferentes configuraciones de sección y refuerzo. La **Tabla 23** muestra las configuraciones seleccionadas de la pila con la cual resistirá las cargas provenientes de la superestructura durante su vida útil. La convención del diagrama de interacción es compresiones en el eje superior y tracciones en el eje inferior.

Tabla 23. Puntos de Curvas de interacción

Puntos de las Curvas Nominales							
(0.6x0.6)18#6		(0.6x0.6)18#5		(0.5x0.5)18#5		(0.55x0.55)18#5	
ϕP_n (kN)	ϕM_2 (kN-m)	ϕP_n (kN)	ϕM_3 (kN-m)	ϕP_n (kN)	ϕM_3 (kN-m)	ϕP_n (kN)	ϕM_3 (kN-m)
4344	0	4033	0	3027	0	3507	0
4344	207	4033	181	3027	119	3507	148
3967	317	3749	286	2759	182	3231	230
3373	404	3201	365	2338	232	2750	293
2709	471	2604	422	1867	270	2218	340
1931	525	1927	462	1313	301	1606	375
1590	598	1649	522	1072	341	1348	425
1101	646	1247	558	729	367	977	456
278	522	518	448	124	288	316	363
-710	309	-330	265	-572	164	-458	209
-1902	0	-1340	0	-1340	0	-1340	0

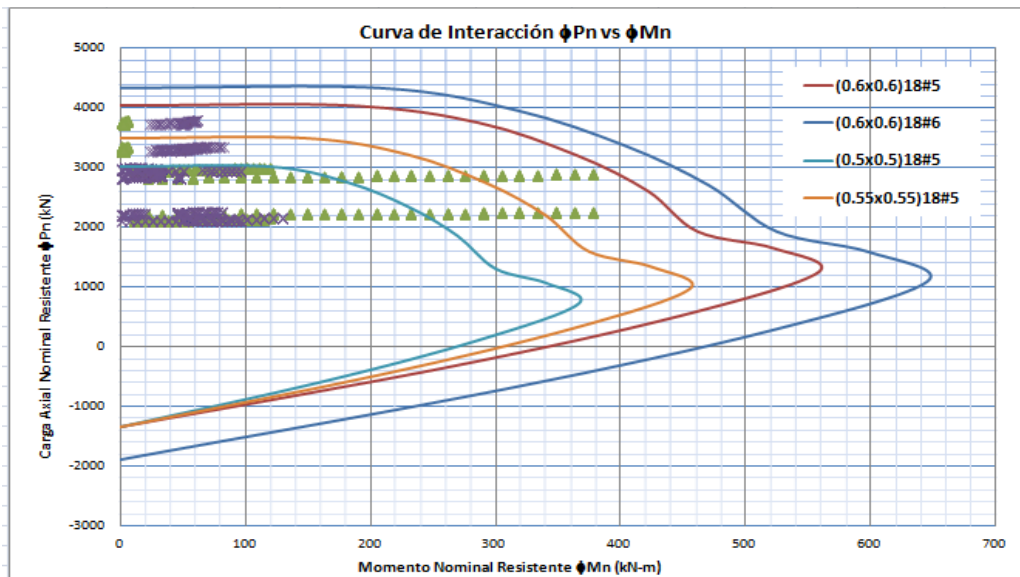


Figura 47. Diagrama de Interacción – Pila central puente 1

5.1.6. Diseño Pilotes Pila Central:

El diseño de los pilotes al igual que el diseño de la pila central fue a flexocompresión, en las solicitaciones de carga que muestra la **Figura 48** se aprecia que el pilote está sometido a cargas axiales muy bajas, pero tienen momentos altos que gobiernan el diseño.

Tabla 24. Puntos de Curvas de interacción

Puntos de las Curvas Nominales							
$\phi 0.6m$ (8#5)		$\phi 0.7m$ (10#6)		$\phi 0.6m$ (8#6)		$\phi 0.7m$ (8#6)	
ϕP_n (kN)	ϕM_2 (kN-m)	ϕP_n (kN)	ϕM_3 (kN-m)	ϕP_n (kN)	ϕM_3 (kN-m)	ϕP_n (kN)	ϕM_3 (kN-m)
2898	0	4081	0	3036	0	3964	0
2898	70	4081	125	3036	79	3964	113
2898	140	4081	241	3036	151	3964	224
2494	201	3459	339	2574	214	3424	321
1991	240	2729	405	2039	257	2747	386
1437	254	1925	434	1439	275	1998	411
1149	276	1506	475	1111	303	1600	451
765	270	953	468	669	298	1071	443
225	184	175	323	83	206	328	308
-317	72	-586	139	-537	79	-442	123
-596	0	-1057	0	-846	0	-846	0

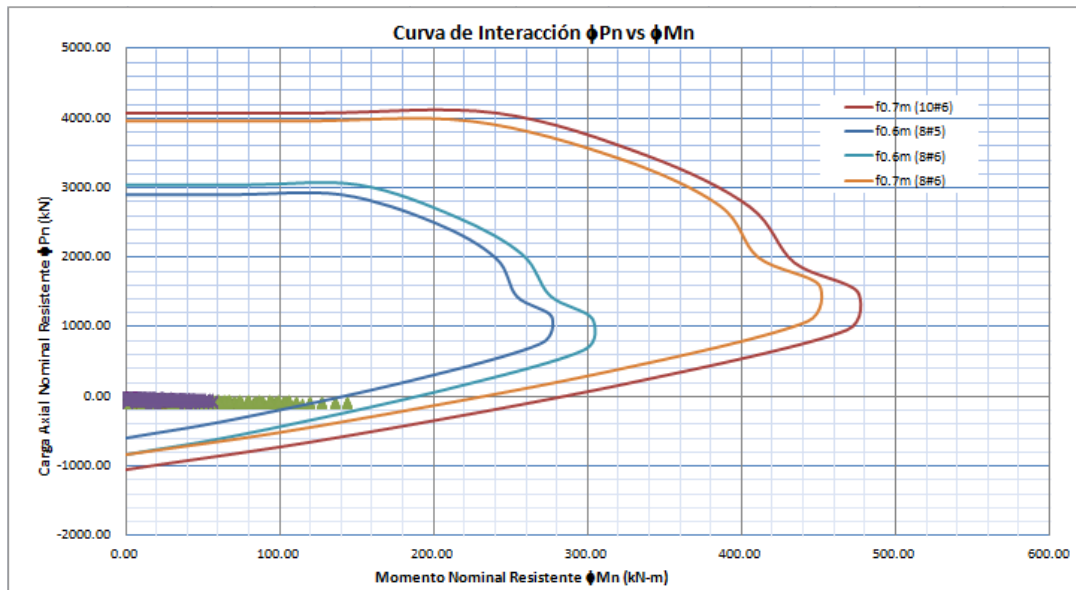


Figura 48. Diagrama de Interacción – Pilotes puente 1

5.1.7. Diseño de la zapata:

El método de diseño de la zapata es a flexión y a corte, en las siguientes figuras se muestran las solicitaciones de la zapata debido a las cargas que provienen de las pilas y la superestructura.

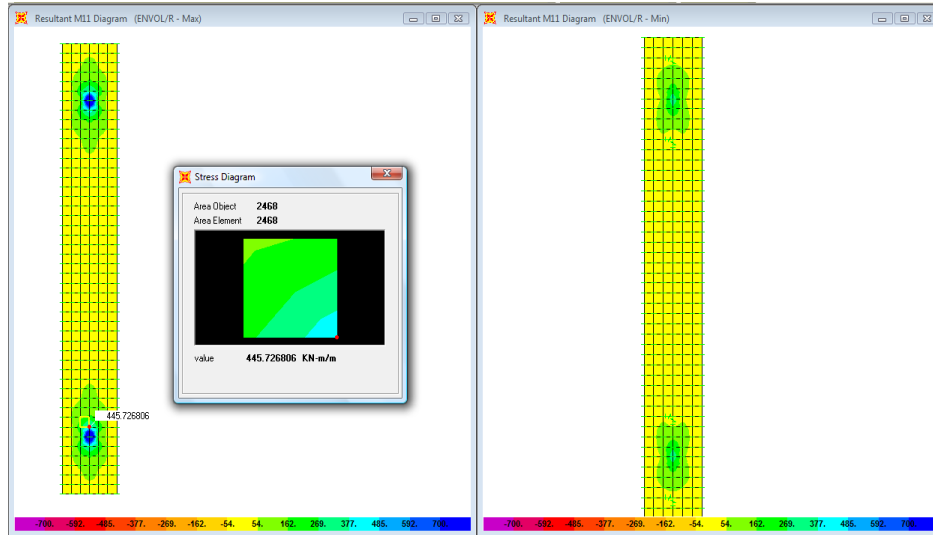


Figura 49. Momentos M11 Max y M22 Max

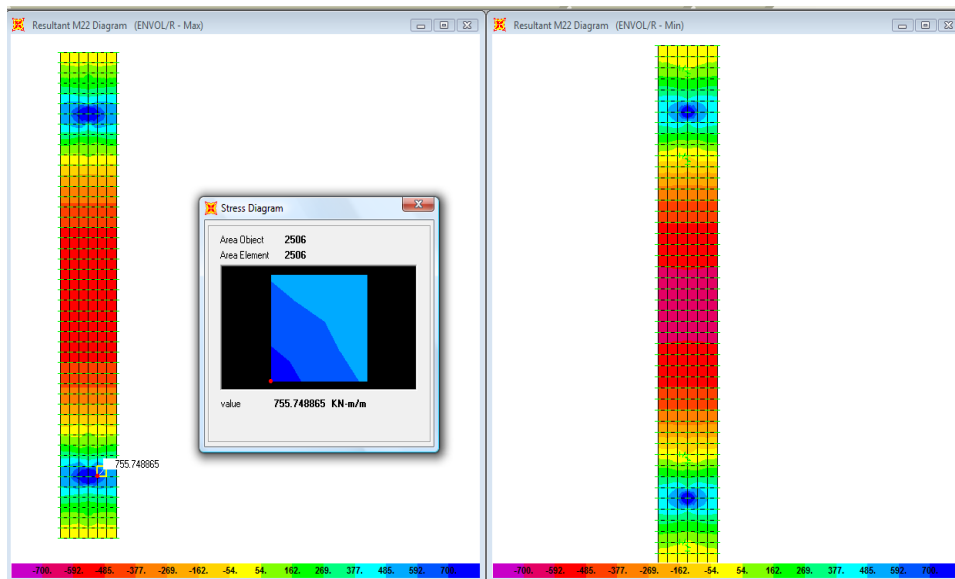


Figura 50. Momentos M11 min y M22 min

TRABAJO DE GRADO

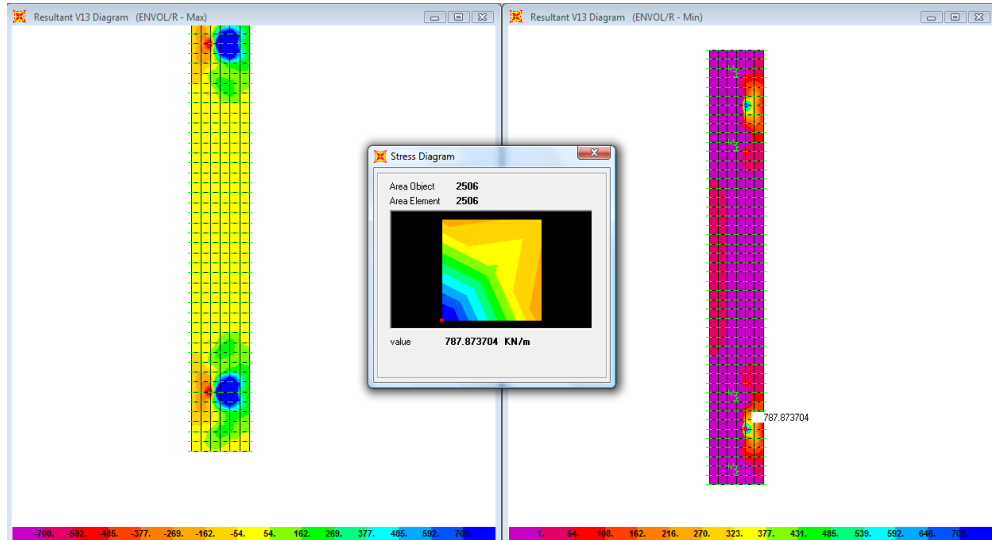


Figura 51. Fuerza Cortante

Tabla 25. Diseño a flexión - Zapata

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO	PUENTE LUCES (25m - 25m)					Cuantías						
TITULO	DISEÑO REFUERZO ZAPATA					ρ mínimo	$\sqrt{f_c}/4f_y$	0.00273421				
	MOMENTOS MAXIMOS					ρ mínimo	$1.4/f_y$	0.001800	Valor adoptado			
						A_s mínimo	$\rho b d$	16.740	cm ²			
						ρ máximo		0.01601				
						$(0.75) * 0.7225 * (f_c/f_y) * (600/600 + f_y)$						
MATERIALES			ELEMENTO - GEOMETRÍA						Coeficientes de reducción de resistencia			
Concreto	f_c	21.1	MPa	Espesor del recubrimiento		0.070	m					
Acero	f_y	420	MPa	Altura del elemento (h)		1.00	m	Flexión	ϕ	0.9		
Ancho del elemento (b)		1.00	m	Altura (d)		0.93	m	Corte	ϕ	0.75		
REFUERZO INFERIOR												
Diseño a flexión												
SHELL No.	M_u (kN-m)	Sección		ρ	A_s (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ	A_s (colocada)	ρ colocada < ρ_{max} ?	
		b	d			No.	Cantidad					
2468	445	1.0	0.93	0.00138	17.11	6	6	No. 6 @17cm	0.00184	17.11	ok	M11 MAX
2458	240	1.0	0.93	0.00074	9.16	5	5	No. 5 @22cm	0.00098	9.16	ok	M11 MIN
2506	755	1.0	0.93	0.00238	22.09	6	8	No. 6 @13cm	0.00238	22.09	ok	M22 MAX
2503	359	1.0	0.93	0.00111	13.76	5	7	No. 5 @15cm	0.00148	13.76	ok	M22 MIN

Tabla 26. Diseño a cortante - Zapata

DISEÑO A CORTE															
Diseño a cortante de los elementos															
Shell ID	V_u (kN)	ϕV_c (kN)	$V_c > V_u$ CUMPLE???	$\phi v_s = V_u - \phi V_c$ (kN)	Flejes		s_{req} (cm) =	$s_{m\acute{a}x}$ (d/2) cm	$s_{m\acute{i}n}$ (cm) = ($A_v * 3f_y$)/b	Separación		Usar:	$V_s \text{ max} = \phi 2/3 \sqrt{f_c} b' d$	V_s (Av colocado)	$V_s < V_{smax}$?
					A usar	fleje				S	(mm)				
					No.	(mm ²)	$A_v \phi F_y d'$								
2509	1157.00	544.67	NO	612.33	5	199.00	20.5	46.5	50.15	20.5		Flejes No.5 @ 22 cm	2135.97	334.32	ok
2506	785	544.67	NO	240.33	5	199.00	52.2	46.5	50.15	46.5		Flejes No.5 @ 48 cm	2135.97	167.16	ok

5.1.8. Diseño de Estribos:

Para el diseño del estribo se realizó un modelo aparte al cual se le transmitió las cargas procedentes de la superestructura a través de las vigas.

Adicional a las cargas procedentes de la superestructura al estribo se le aplicó la carga del empuje de tierras a través del comando “joint patterns” del programa SAP 2000. La **Figura 52**, **Figura 53** y **Figura 54** tienen el modelo 3D, carga de superestructura y empuje de tierras aplicadas al modelo en SAP. El predimensionamiento de los estribo se realizó según lo descrito en (8).

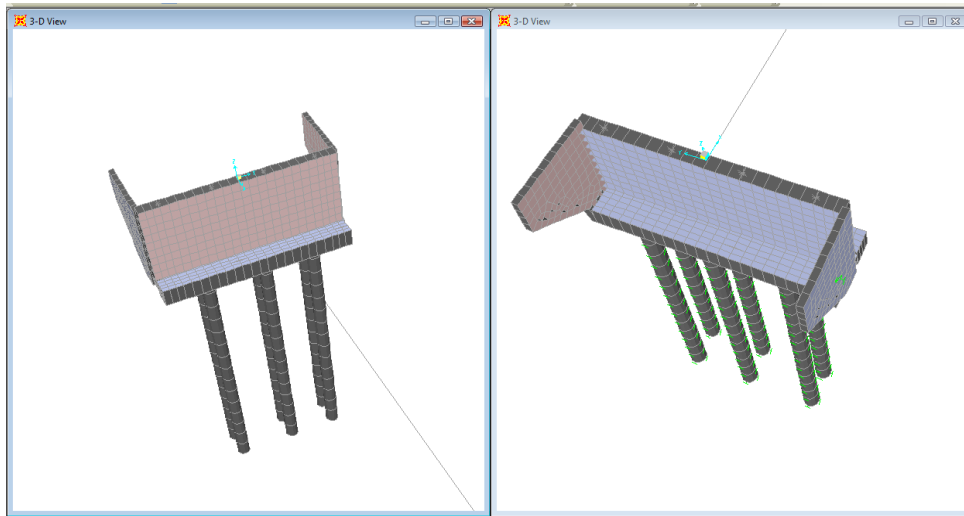


Figura 52. Modelo 3D - Estribo

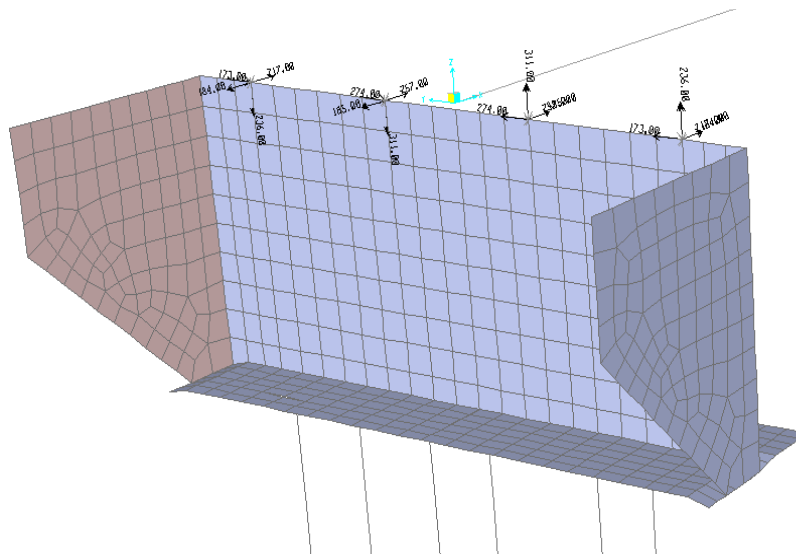


Figura 53. Cargas procedentes de la superestructura

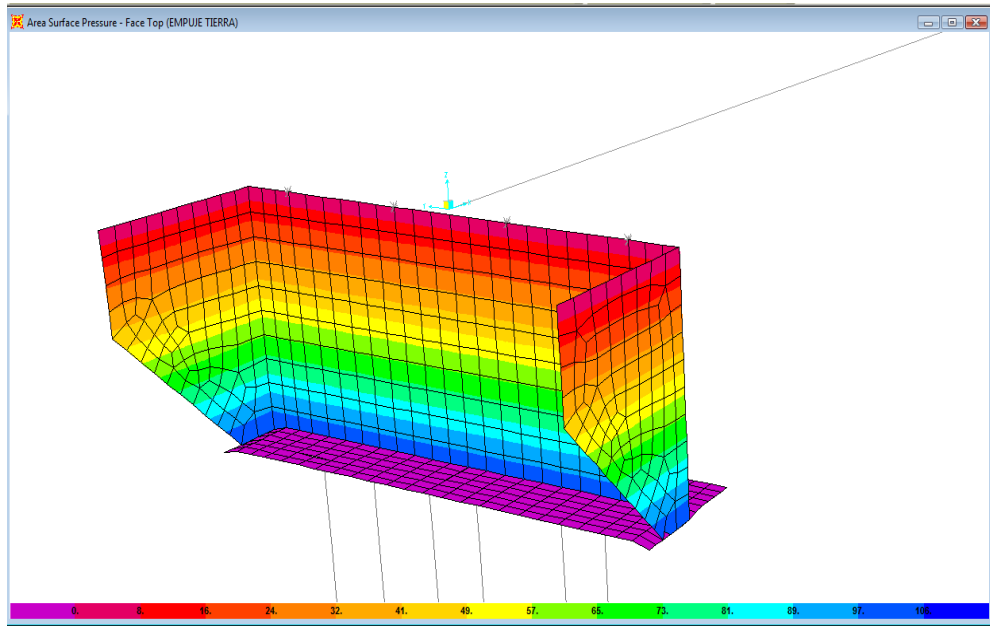


Figura 54. Carga – Empuje de tierra

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO	PUENTE LUCES (25m - 25m)					Cuantías						
TITULO	DISEÑO REFUERZO ESTRIBO					ρ mínimo	$\sqrt{f_c}/4f_y$	0.00273421	Valor adoptado			
MOMENTOS MAXIMOS						ρ mínimo	$1.4/f_y$	0.002000				
						A_s mínimo	$\rho b d$	11.000	cm ²			
						ρ máximo		0.01601				
						$(0.75)^{0.7225} \cdot (f_c/f_y)^{0.6} \cdot (600/600+f_y)$						
MATERIALES			ELEMENTO - GEOMETRÍA						Coeficientes de reducción de resistencia			
Concreto	f_c	21.1	MPa	Espesor del recubrimiento		0.050	m	Flexión	ϕ	0.9		
Acero	f_y	420	MPa	Altura del elemento (h)		0.60	m	Corte	ϕ	0.75		
Ancho del elemento (b)		1.00	m	Altura (d)		0.55	m					
DISEÑO A FLEXIÓN												
SHELL No.	Mu	Diseño a flexión										
		Sección		ρ	A_s (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ	A_s (colocada)	ρ colocada < ρ max?	
		b	d			No.	Cantidad					
(kN-m)	m	m	requerida	(cm ²)			colocada	(cm ²)				
113	605	1.0	0.55	0.00567	31.17	6	11	No. 6 @10cm	0.00567	31.17	ok	M11 MAX
81	243	1.0	0.55	0.00218	11.99	6	4	No. 6 @24cm	0.00218	11.99	ok	M11 MIN
126	169	1.0	0.55	0.00150	11.00	4	9	No. 4 @12cm	0.00200	11.00	ok	M22 MAX
147	140	1.0	0.55	0.00124	11.00	4	9	No. 4 @12cm	0.00200	11.00	ok	M22 MIN

5.1.9. Diseño Pilotes Estribos:

El diseño de los pilotes fue a flexocompresión, en las sollicitaciones de carga que muestra la **Figura 55** se aprecia que el pilote está sometido a cargas axiales muy bajas, pero tienen momentos altos que gobiernan el diseño.

Tabla 27. Puntos de Curvas de interacción

φ70cm (10#6)		φ80cm (8#8)		φ80cm (10#8)		φ90cm (10#8)		φ90cm (12#8)	
φPn (kN)	φM2 (kN-m)	φPn (kN)	φM3 (kN-m)	φPn (kN)	φM3 (kN-m)	φPn (kN)	φM3 (kN-m)	φPn (kN)	φM3 (kN-m)
4081	0	5406	0	5616	0	6829	0	7039	0
4081	125	5406	191	5616	212	6829	276	7039	297
4081	241	5406	359	5551	392	6829	524	7030	541
3459	339	4614	510	4693	547	5798	737	5981	757
2729	405	3687	617	3679	656	4590	884	4766	916
1925	434	2644	667	2539	715	3253	956	3410	1006
1506	475	2058	739	1912	792	2536	1054	2624	1135
953	468	1276	734	1091	792	1609	1052	1606	1144
175	323	233	523	-26	558	293	743	153	819
-586	139	-917	208	-1163	246	-1014	338	-1279	376
-1057	0	-1518	0	-1898	0	-1898	0	-2277	0

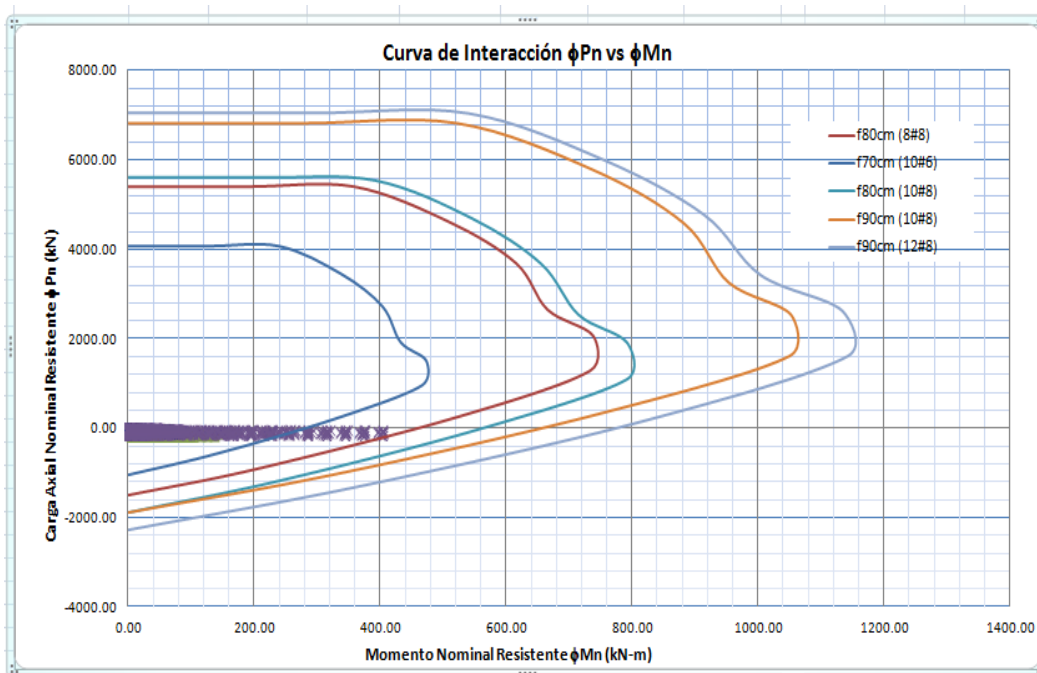


Figura 55. Diagrama de Interacción – Pilotes Estribo puente 1

5.2. Diseño del puente 2:

El puente 2 tiene las constantes y variables estructurales descritas en los numerales 3.1 y 3.2. El puente 2 tiene una longitud de 50m con tres luces, la luz central de 30m y las otras dos luces de 10m cada una. La **Figura 58** muestra el modelo 3D realizado en el programa SAP2000.

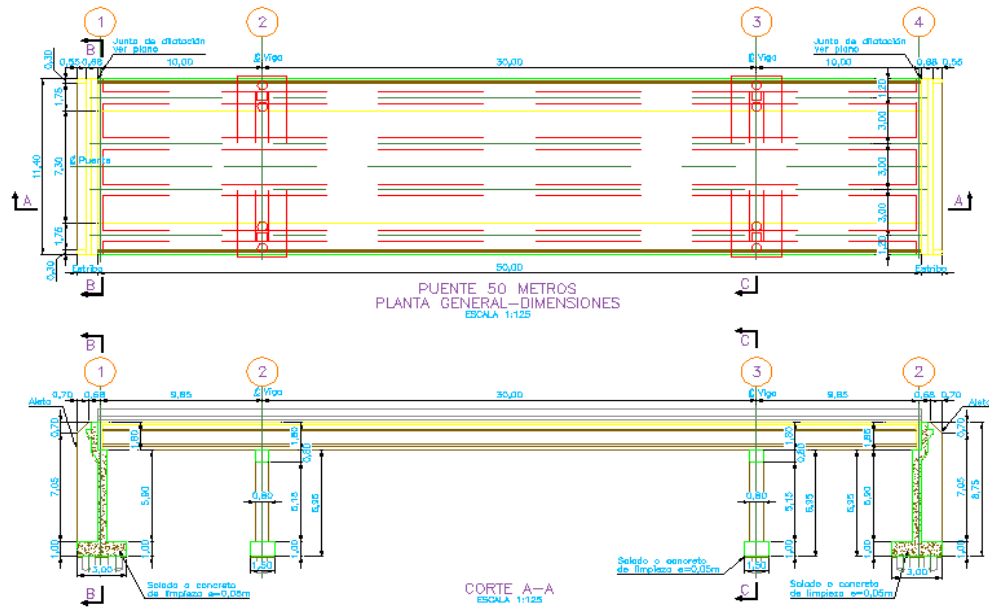


Figura 56. Sección Longitudinal en Planta y Corte – Puente 2

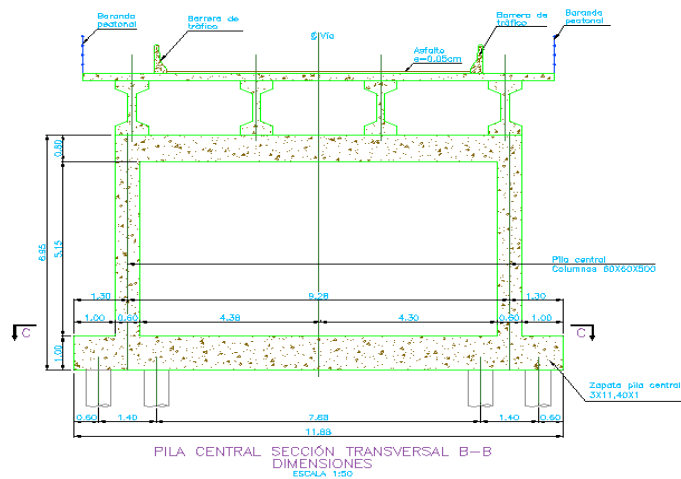


Figura 57. Sección Transversal – Puente 2

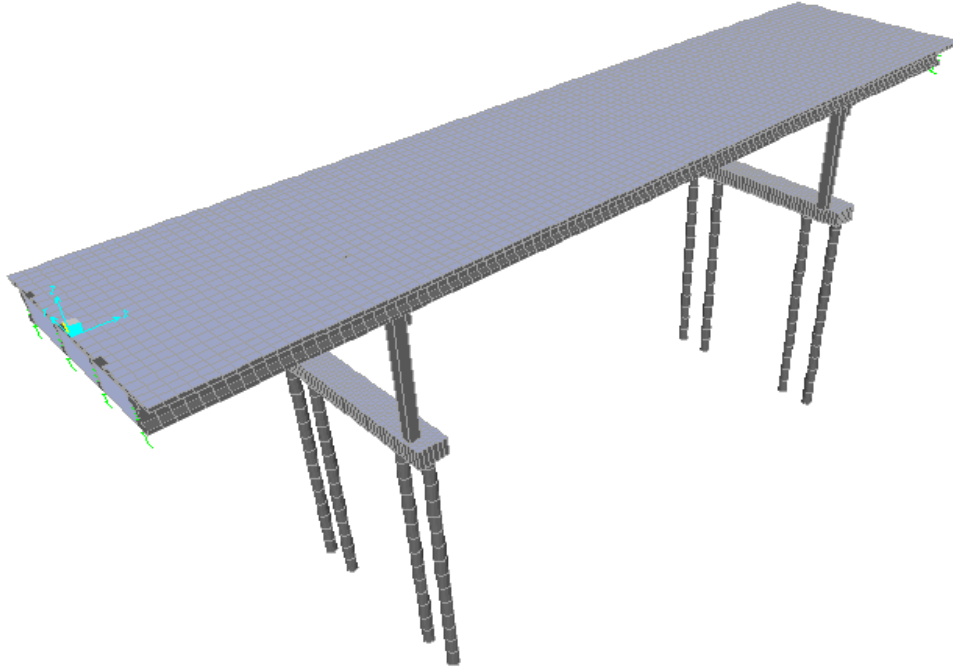


Figura 58. Modelo 3D – Puente 2

5.2.1. Diseño del preesfuerzo

Para el diseño del preesfuerzo se siguió la metodología propuesta en (4). Y el mismo procedimiento descrito en el numeral 5.1.1, por ese motivo en la descripción de los puentes 2,3 y 4 se presentará únicamente los resultados más relevantes en el diseño de cada puente.

5.2.1.1. Materiales

Los materiales utilizados para el preesfuerzo son los presentados en la Tabla 3

5.2.1.2. Avalúo de Cargas Muertas

La **Tabla 28** Muestra el predimensionamiento y la dimensión final adoptado para los elementos estructurales de la sección transversal como son el espesor de la losa, altura de vigas y número de vigas correspondiente al puente 2.

Tabla 28. Sección transversal

S Vigas	3	m	Separación entre Vigas (2.5 A 3.0)
H Losa	0.20	m	Altura de Losa Calculado ($0.1+S/30$)
H Losa	0.2	m	Altura de Losa Adoptado
H Vigas	1.50	m	Altura de Viga Calculado ($L/20$)
H Vigas	1.6	m	Altura de Viga Adotado
Número Vigas	4	m	Numero total de vigas en la sección transversal
Espesor Asfalto	0.05	m	Espesor de la Carpeta Asfáltica

Teniendo en cuenta que la sección transversal establecida para las vigas son secciones en I, la **Figura 59** presenta las propiedades geometrías de la sección simple de la viga

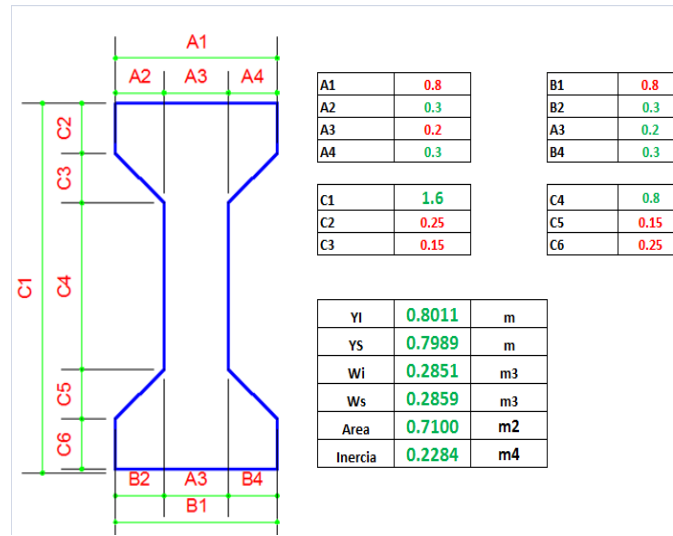


Figura 59. Propiedades geométricas sección transversal - Viga

Utilizando las secciones de viga y losa mostradas anteriormente, el avalúo de cargas para estas dos estructuras calculadas por metro son:

Peso propio de la Viga	1.70	t/m	Peso propio de la viga
Peso Propio de la Losa	1.44	t/m	Peso Propio de la Losa

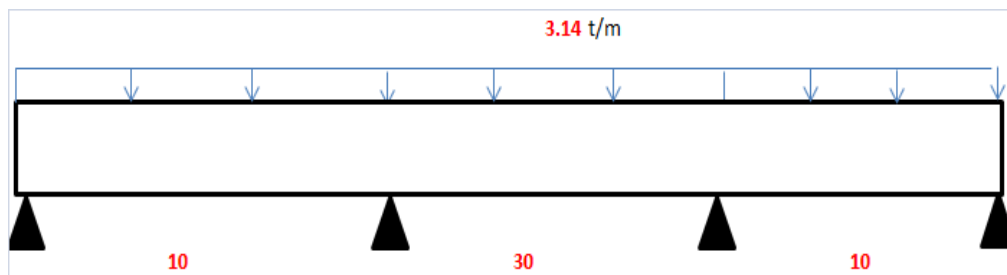


Figura 60. Carga Muerta

Como producto de la carga muerta debido al peso propio de la viga y la losa, en la **Figura 61** y la **Figura 62** se presentan los diagramas de fuerza cortante y momento flector producto de estas cargas.

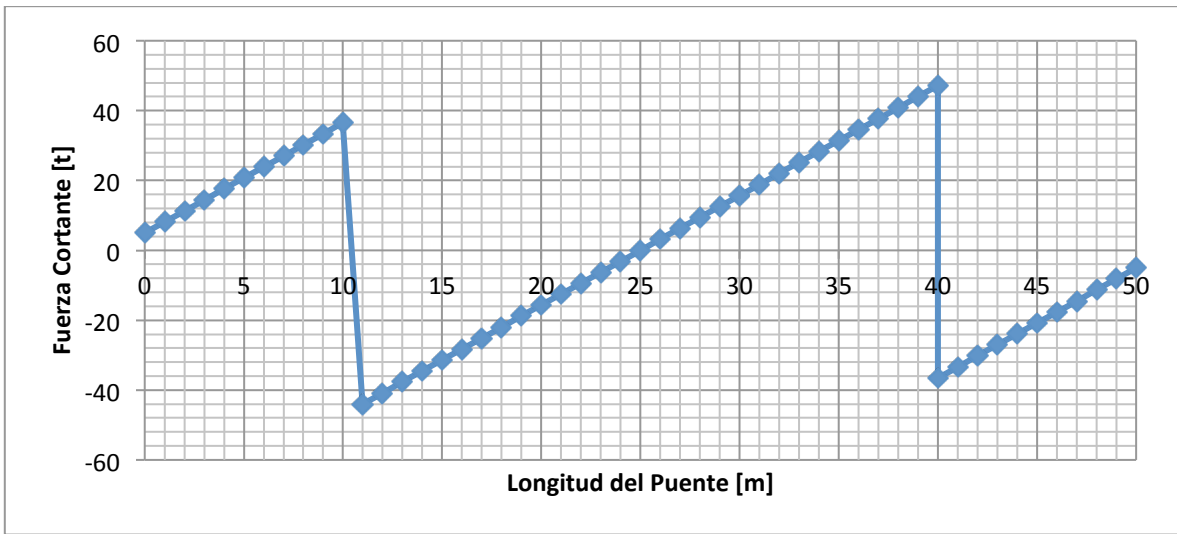


Figura 61. Diagrama de Fuerza Cortante – Por Carga Muerta (t)

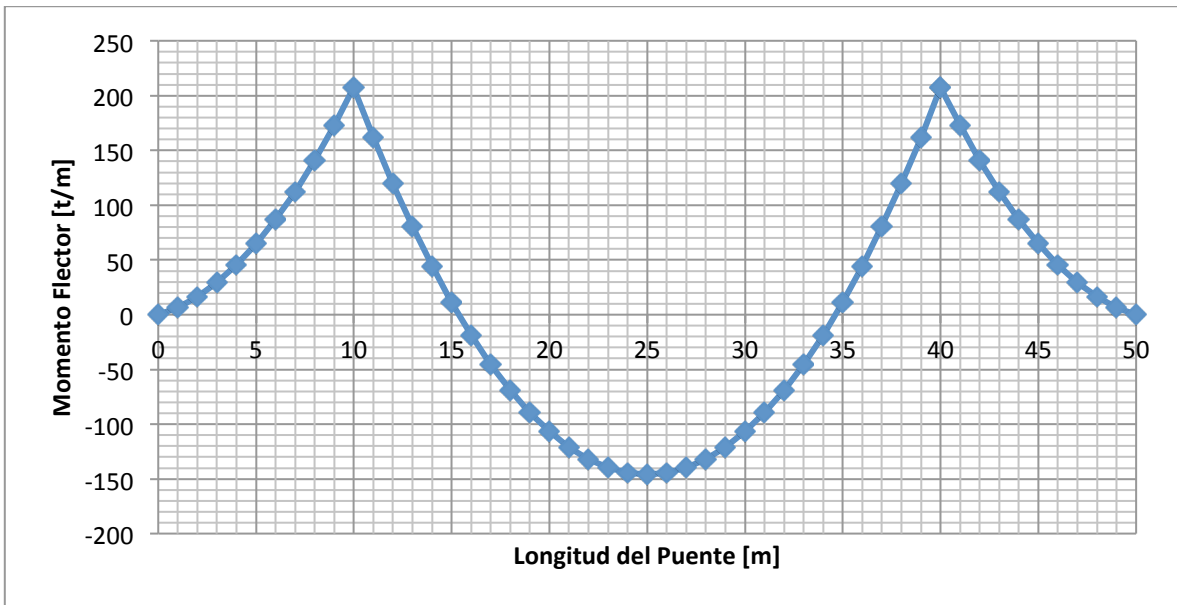


Figura 62. Diagrama de Momento Flector – Por Carga Muerta (t/m)

5.2.1.3. Avalúo de Cargas Sobreimpuestas

El avalúo de cargas sobreimpuestas tales como la carpeta asfáltica y el peso de barandas y andenes es el siguiente:

Carpeta Asfáltica	0.33	t/m
Peso de barandas	0.15	t/m
Peso de anden	0.18	t/m

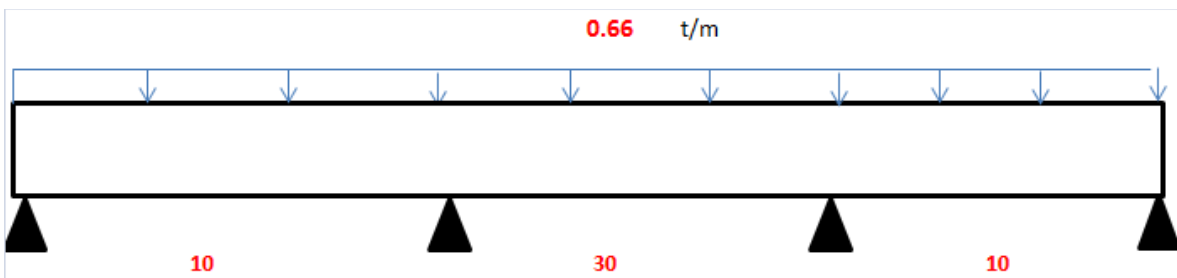


Figura 63. Cargas Sobreimpuestas

La Figura 64 y Figura 65 presentan los diagramas de fuerza cortante y momento flector debido a las cargas sobreimpuestas.

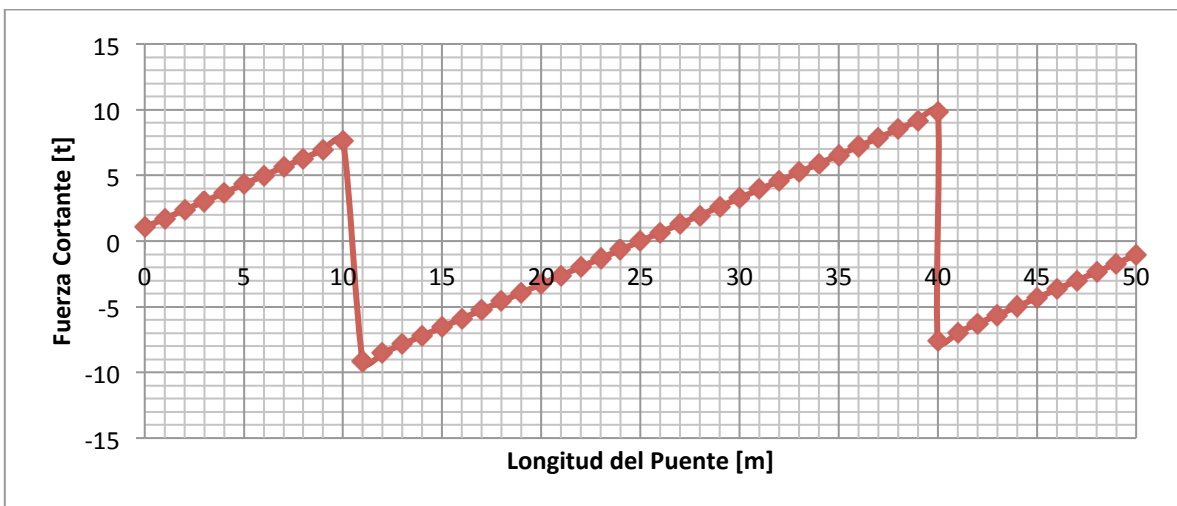


Figura 64. Diagrama de Fuerza Cortante – Cargas Sobreimpuestas (t)

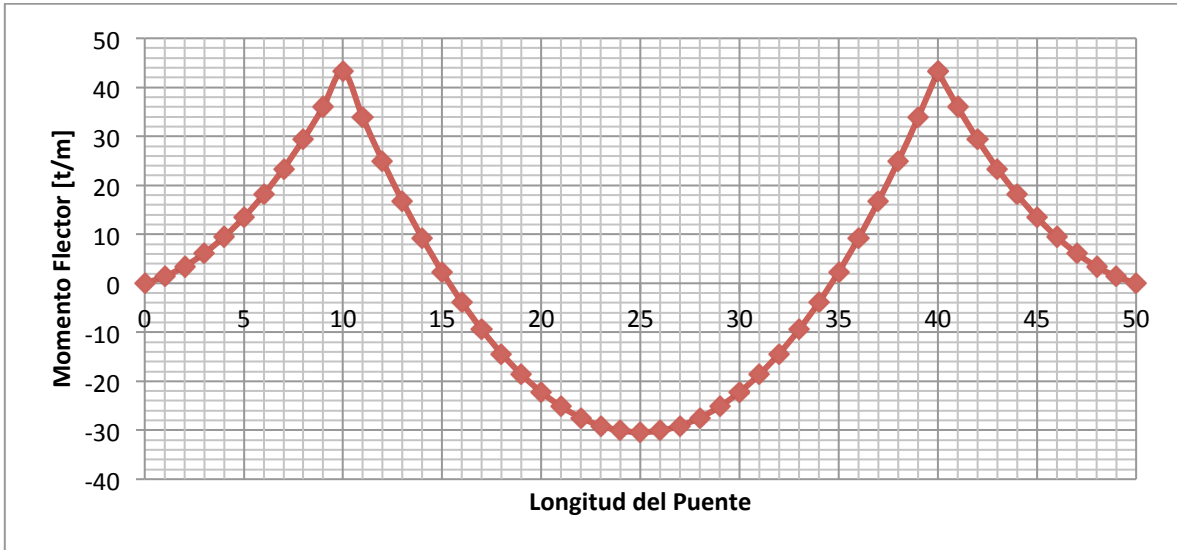


Figura 65. Diagrama de Momento Flector – Cargas Sobreimpuestas (t/m)

5.2.1.4. Avalúo de Carga Viva

Para el cálculo de la línea de influencia del puente de vigas continua de 3 luces se utilizó la ecuación de compatibilidad de deformaciones descritas en (8). La **Figura 66**, **Figura 67**, **Figura 68**, **Figura 69** y **Figura 70**, muestran las líneas de influencia del momento en los apoyos, la reacción en el apoyo izquierdo y el momento en la luz central y las luces exteriores, que son los puntos de máximas solicitaciones.

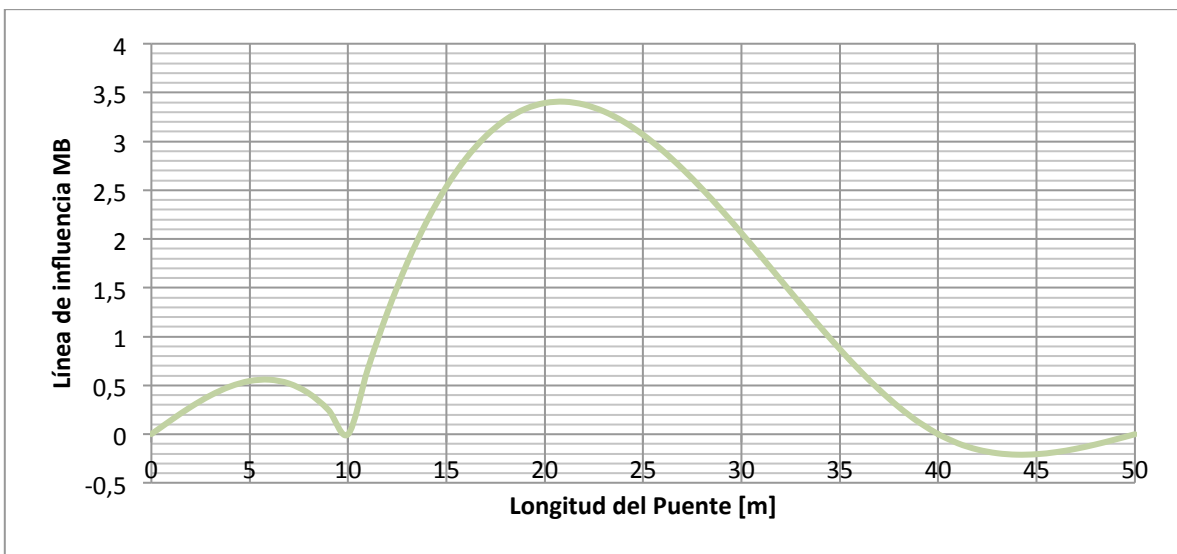


Figura 66. Línea de influencia del Momento B

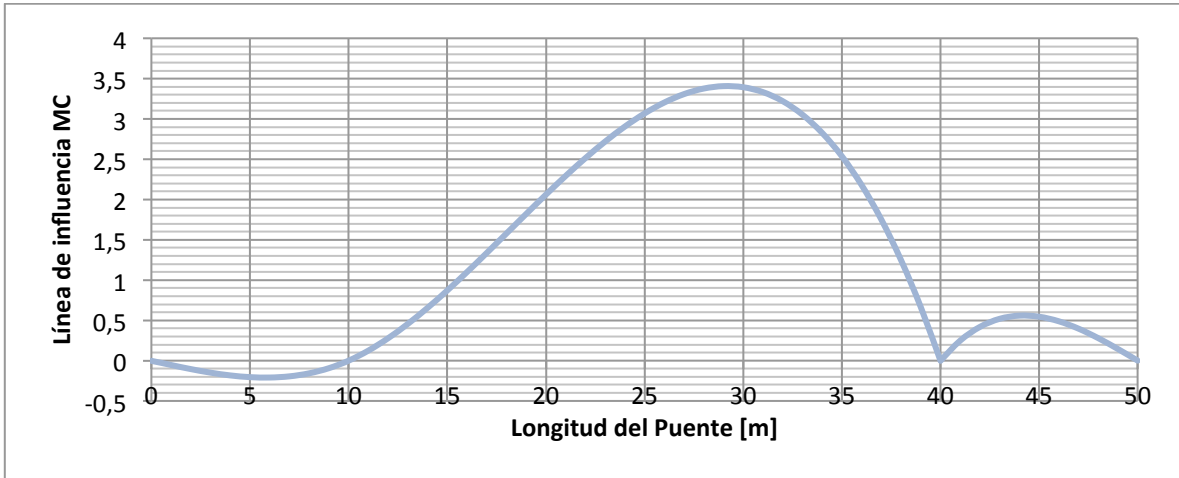


Figura 67. Línea de influencia del Momento C

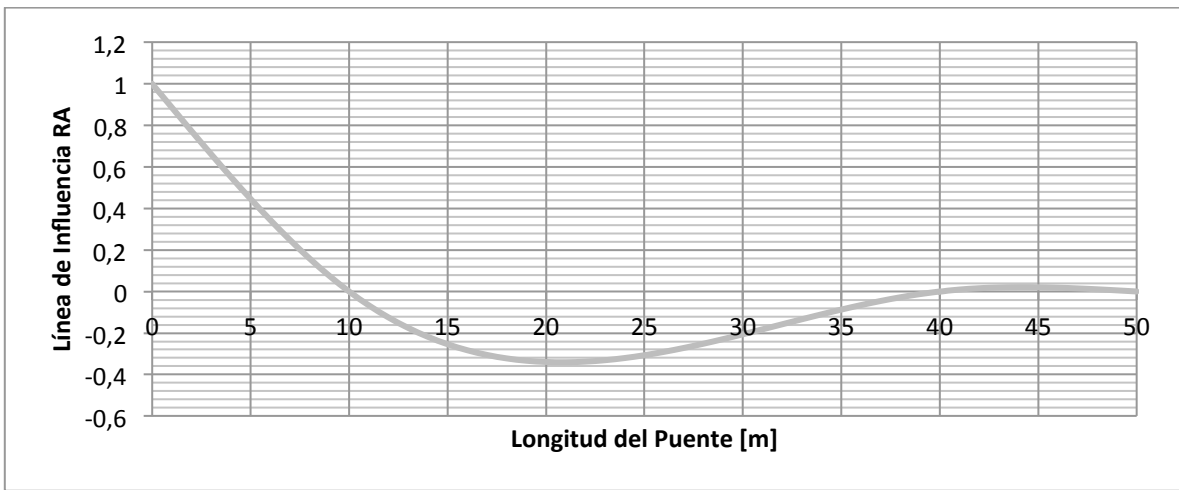


Figura 68. Línea de influencia Reacción A

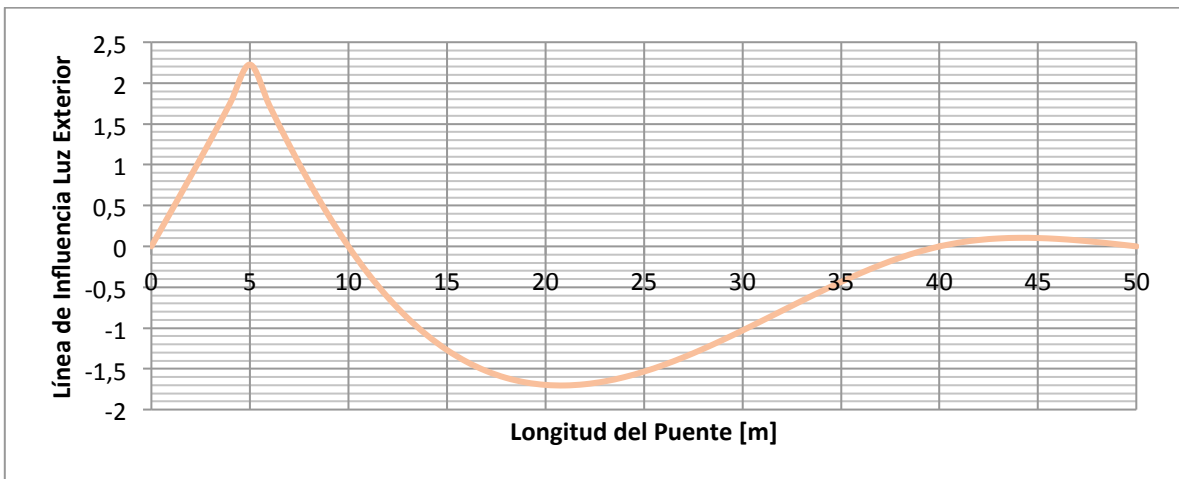


Figura 69. Línea de influencia Mmax Luz exterior

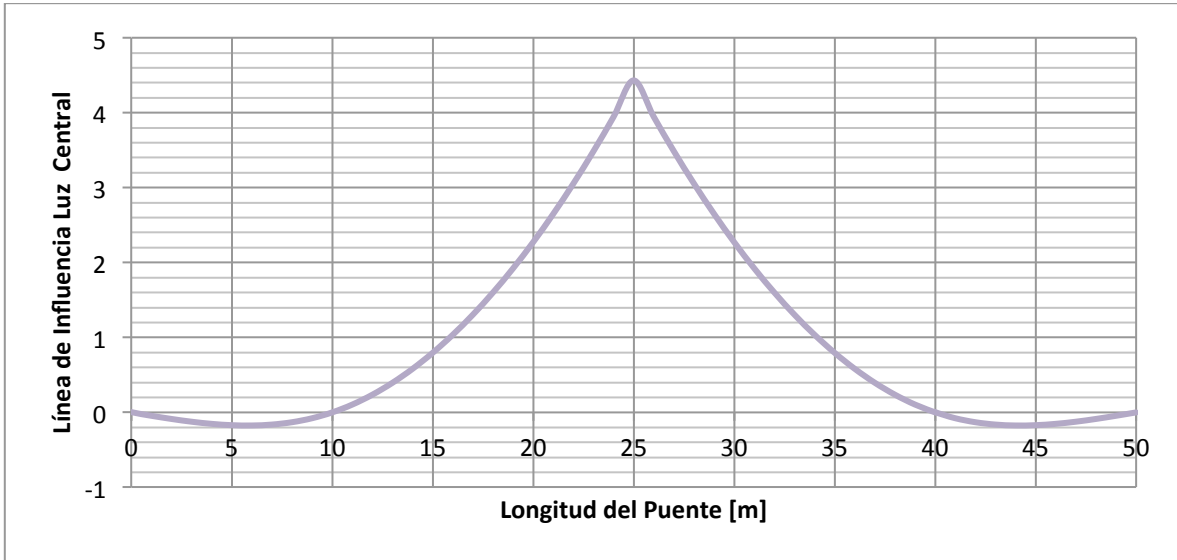


Figura 70. Línea de influencia Mmax Luz central

Las máximas solicitaciones de carga viva son las que se presentan a continuación:

a) Momento máximo sobre apoyo B

Posición de Momento maximo POSITIVO luz 1	6	m
Momento Maximo (1) Luz 1	0.559	t/m
Momento Maximo (2) Luz 1	0.000	t/m
Momento Maximo (3) Luz 1	0.279	t/m

Posición de Momento maximo POSITIVO luz 2	21	m
Momento Maximo (1) Luz 2	3.407	t/m
Momento Maximo (2) Luz 2	3.068	t/m
Momento Maximo (3) Luz 2	3.054	t/m

Posición de Momento maximo NEGATIVO luz 3	44	m
Momento Maximo (1) Luz 2	-0.209	t/m
Momento Maximo (2) Luz 2	-0.105	t/m
Momento Maximo (3) Luz 2	0.000	t/m

Máximo Momento NEGATIVO (B)	70.1	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR
Máximo Momento POSITIVO (B)	-2.4	t/m	
MB[L+] NEGATIVO APOYO B	156.7	t/m	
MB[L+] POSITIVO APOYO B	5.3	t/m	

b) Momento máximo Luz A-B (Luz Exterior)

Posición de Momento maximo POSITIVO luz 1	5	m	
Momento Maximo (1) Luz 1	2.227	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 1	0.376	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 1	0.428	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 3	44	m	
Momento Maximo (1) Luz 3	0.105	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 3	0.052	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 3	0.000	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 2	21	m	
Momento Maximo (1) Luz 2	-1.703	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 2	-1.534	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 2	-1.527	t/m	
Momento NEGATIVO luz A-B	23.0	t/m	
Momento POSITIVO luz A-B	-31.9	t/m	
M[L+I] POSITIVO LUZ A-B	51.3	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR
MB[L+I] NEGATIVO LUZ A-B	-71.3	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR

c) Momento máximo Luz B-C (Luz Central)

Posición de Momento maximo POSITIVO luz 2	25	m	
Momento Maximo (1) Luz 2	4.432	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 2	2.650	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 2	2.650	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 1	6	m	
Momento Maximo (1) Luz 1	-0.175	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 1	0.000	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 1	-0.087	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 3	44	m	
Momento Maximo (1) Luz 3	-0.175	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 3	-0.087	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 3	0.000	t/m	
Momento POSITIVO luz B-C	66.4	t/m	
Momento NEGATIVO Luz B-C	-3.9	t/m	
M[L+I] POSITIVO LUZ A-B	148.3	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR
MB[L+I] NEGATIVO APOYO B	-8.8	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR

De los tres casos analizados se escoge el momento máximo obtenido que para esta oportunidad fue el momento hallado en el apoyo B.

5.2.1.5. Determinación de la fuerza de preesfuerzo

La fuerza de preesfuerzo se calculó teniendo en cuenta que los esfuerzos en la fibra inferior deben ser iguales al máximo esfuerzo admisible a tracción sobre el concreto cuando actúa el momento de diseño sobre la sección compuesta.

Tabla 29. Solicitaciones de la superestructura – Puente 2

SOLICITACIÓN	APOYO B	LUZ EXT.	LUZ CENTRAL
Peso propio de Viga y Losa	207.72	-12.18	145.98
Cargas sobreimpuestas	43.28	-2.54	30.41
Momento por carga viva	156.72	51.35	148.35
Excentricidad e (Simple)	0.70	0.70	0.70
Excentricidad e (Compuesta)	1.06	1.06	1.06

La fuerza de preesfuerzo calculada durante la etapa de transferencia para el puente 2 es:

Preesfuerzo $t=\infty$ APOYO	207.8	t
Preesfuerzo $t=\infty$ LUZ EXT.	-58.6	t
Preesfuerzo $t=\infty$ LUZ CENTRAL	148.2	t
Perdidas totales + diferidas	39.0	%
FUERZA DE PREESFUERZO DURANTE LA TRANSFERENCIA (t=0)	340.64	t

Esfuerzo admisible a compresión	$0.55 \cdot f'_{ci}$	1732.5	t/m ²
σ_i	OK	-922.468	t/m ²

5.2.1.6. Trayectoria de Cable de preesfuerzo

Para determinar la trayectoria de los cables de preesfuerzo se utilizó la metodología establecida en (6). Los materiales utilizados en el diseño del preesfuerzo con los presentados en la **Tabla 7**

Con la fuerza de preesfuerzo se predimensiona el diámetro de los torones, la cantidad de torones y el número de cables necesarios para que la viga cumpla con los esfuerzos mínimos establecidos en el CCDSP-95 durante el tiempo de transferencia y la etapa de servicio.

Tabla 30. Fuerza de Tensionamiento – # de torones – Puente 2

FUERZA DE PREESFUERZO		
Fuerza de Preesfuerzo M max (CL)	341	t
DETERMINACIÓN # DE TORONES		
f Toron	5/8	Pulg
Asp	1.4	cm ²
0.8fpy	12800	Kg/cm ²
Area Acero (Asp)	26.61	cm ²
# de Torones	20	Unidad
FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 1		
TORONES/CABLE	7	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.86	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	376.3	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Luz	125.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	136.67	t
FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 2		
TORONES/CABLE	7	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.86	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	376.3	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Luz	125.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	135.02	t

FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 3		
TORONES/CABLE	7	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.86	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	376.3	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Luz	125.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	133.40	t

Según los datos suministrados en la **Tabla 30**, para cumplir con los requisitos mínimos establecidos en el CCDSP-95 en cuanto a esfuerzos, es necesario que en cada viga se utilicen 3 cables con 7 torones de 5/8" cada uno, la trayectoria se los cables se muestran en la **Figura 71**, **Figura 72** y **Figura 73**.

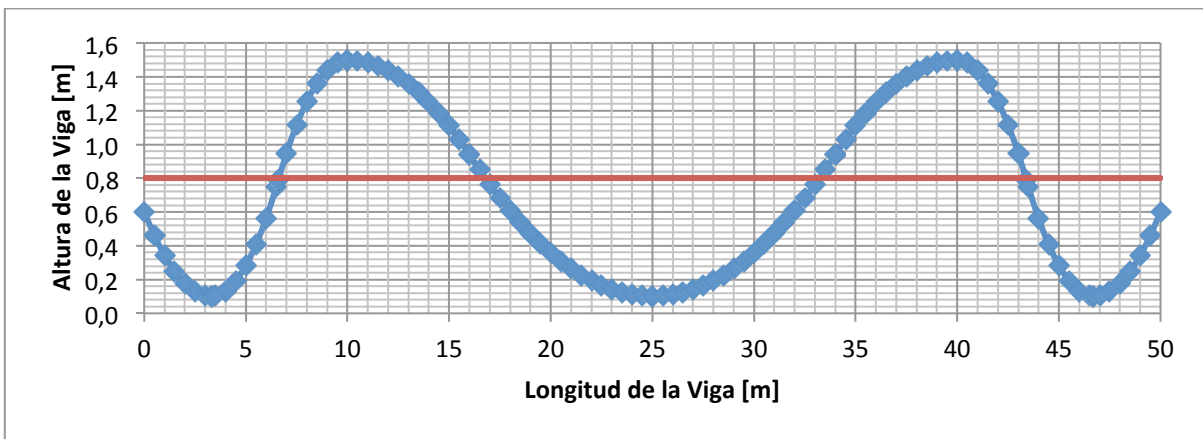


Figura 71. Trayectoria cable 1 – Puente 2

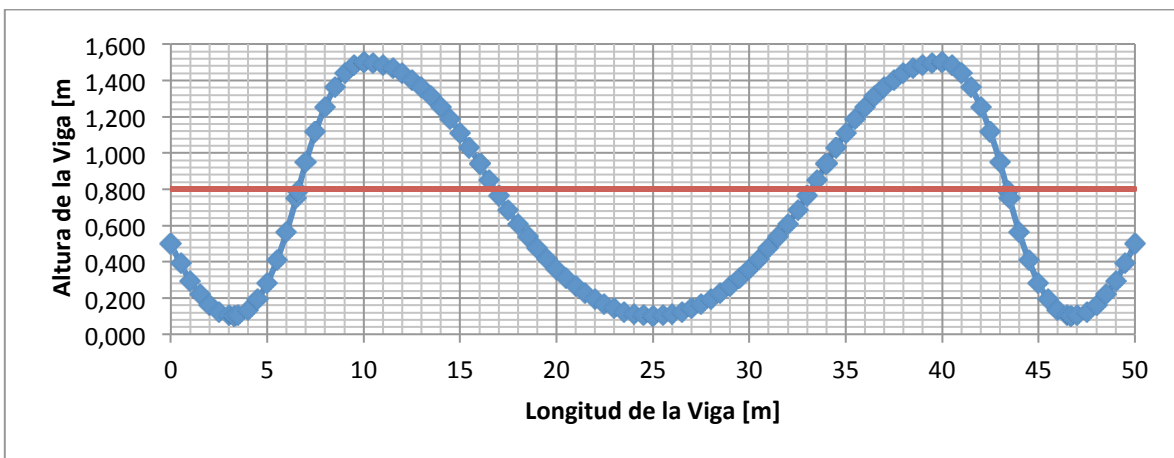


Figura 72. Trayectoria cable 2 – Puente 2

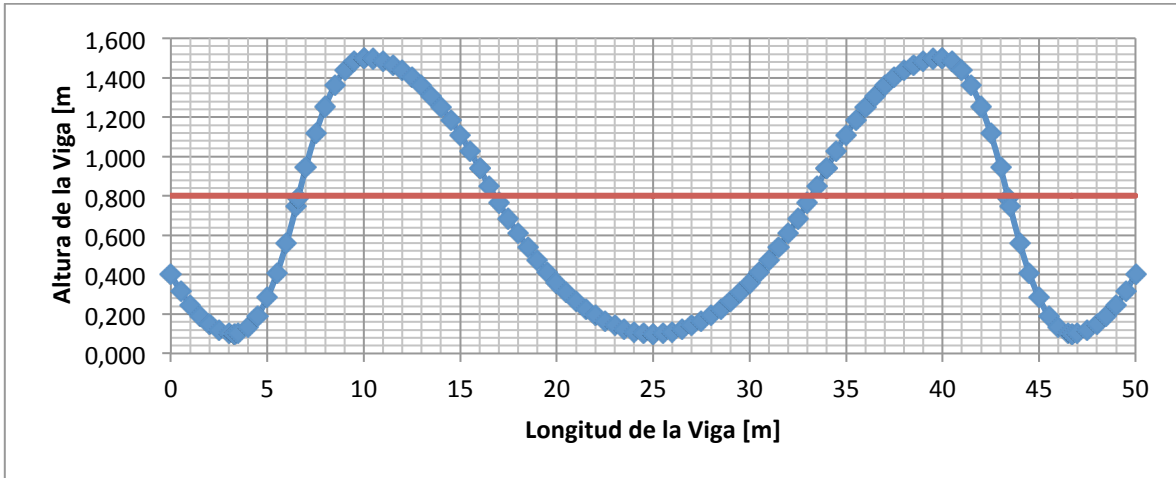


Figura 73. Trayectoria cable 3 – Puente 2

5.2.1.7. Verificación de esfuerzo $t=0$ (Transferencia):

La verificación de esfuerzos durante la transferencia se hace con los siguientes casos de carga:

- a) Peso propio de la sección simple
- b) Fuerza de Tensionamiento

Según (5) en el numeral A.7.8.2 el esfuerzo admisible a compresión en el concreto durante la transferencia es $0.55 f'_{ci}$. Esfuerzos admisibles a tracción durante la transferencia no se especifican. En la **Tabla 9** se especifican los esfuerzos admisibles a compresión y a tracción durante la etapa de transferencia y la etapa de servicio.

La **Tabla 31** resume el cálculo del momento por carga muerta debido al peso de la sección simple y el momento debido al preesfuerzo en la viga continua calculado según se mencionó anteriormente. Así mismo se presenta en cada metro de la longitud de la viga la verificación de esfuerzos tanto en la fibra inferior como en la fibra superior, teniendo en cuenta que los esfuerzos de compresión son negativos y los esfuerzos a tracción positivos.

Tabla 31. Verificación de esfuerzos durante la transferencia.

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MD(t-m)	0	-3.59	-8.88	-15.9	-24.6	-35	-47.1	-60.9	-76.4	-93.7	-113	-87.9	-64.9	-43.6	-24	-6.08	10.11	24.59	37.369	48.445	57.82	65.49	71.45	75.71	78.27	79.12
ΣP	-405	-398	-391	-385	-375	-365	-355	-345	-336	-327	-318	-316	-313	-310	-307	-305	-302	-300	-298.2	-296.2	-294	-292	-290	-288	-287	-285
ΣMP	-121	-201	-249	-267	-250	-187	-82.2	53.64	156	212.8	227.2	220.4	203.9	178.1	143.1	99.2	46.67	-6.52	-52.83	-92.38	-125	-152	-172	-186	-193	-195
σ_s	-147	154.8	351	447.7	430.4	261.5	-47.7	-461	-752	-877	-849	-908	-927	-907	-850	-755	-624	-486	-365.9	-263.5	-178	-110	-58.1	-22	-1.51	3.918
σ_i	-996	-1278	-1456	-1534	-1490	-1292	-953	-512	-194	-43	-46.4	20.2	46.96	34.81	-15.4	-103	-226	-359	-474.2	-571.2	-651	-714	-761	-791	-807	-807
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.2.1.8. Verificación de esfuerzo $t=\infty$ (Etapa de servicio):

La verificación de esfuerzos en etapa de servicio se hace con los siguientes casos de carga:

- a) Peso propio de la viga
- b) Peso propio de la losa
- c) Peso propio de la carpeta asfáltica
- d) Peso propio de barandas
- e) Peso propio de andén
- f) Carga viva
- g) Fuerza de Tensionamiento

La **Tabla 32** resume los momentos generados en la etapa de servicio, debidos a cargas muertas, carga viva y momento hiperestático debido a que la viga es continua. Así mismo se presenta los esfuerzos generados tanto en la fibra inferior como en la fibra superior cada metro a lo largo de toda la longitud de la viga.

Tabla 32. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio.

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MD(t-m)	0	-7.64	-18.9	-33.8	-52.3	-74.4	-100	-130	-163	-199	-239	-187	-138	-92.7	-51	-12.9	21.49	52.3	79.475	103.03	123	139.3	152	161	166.5	168.3
M(L+i+fr)	0	22.31	37.43	45.69	47.56	48.71	45.22	39.54	22.11	-1.07	-28.9	-48.1	-82.7	-119	-156	-176	-51.2	-29.2	-7.296	14.185	34.79	54.13	67.06	79.41	90.35	99.69
ΣP	-405	-398	-391	-385	-375	-365	-355	-345	-336	-327	-318	-316	-313	-310	-307	-305	-302	-300	-298.2	-296.2	-294	-292	-290	-288	-287	-285
ΣMp	-121	-201	-249	-267	-250	-187	-82.2	53.64	156	212.8	227.2	220.4	203.9	178.1	143.1	99.2	46.67	-6.52	-52.83	-92.38	-125	-152	-172	-186	-193	-195
σ_s	-174	-76.7	-8.66	31.6	38.49	-11.7	-109	-243	-308	-296	-213	-248	-243	-217	-172	-133	-281	-279	-281	-287	-296	-307	-314	-323	-333	-345
σ_i	-652	-810	-916	-973	-963	-848	-649	-386	-247	-247	-375	-306	-309	-349	-423	-486	-214	-214	-204.8	-189.2	-168	-143	-127	-107	-82.8	-57.1
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.2.1.9. Pérdidas por fricción y curvatura - penetración de cuña

El numeral 2.2.4 describe la metodología utilizada para el cálculo de las pérdidas por fricción y curvatura y los cálculos referidos a la penetración de cuña o corrimiento del anclaje.

La **Figura 74** muestra el diagrama de pérdidas por fricción y curvatura del cable 1 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 100.6t con una pérdida en el anclaje de 36.1t.

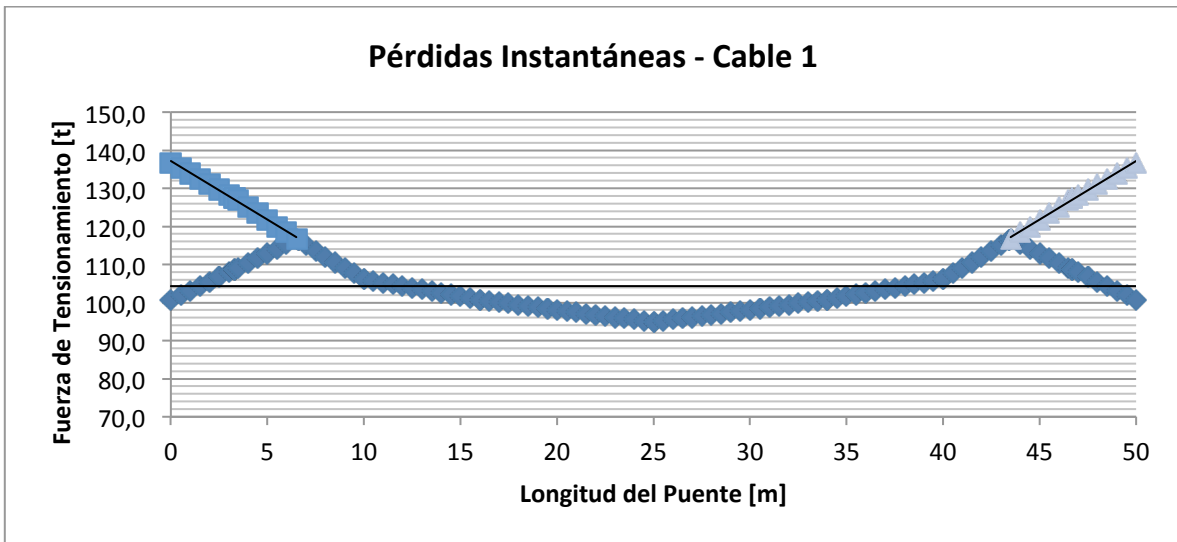


Figura 74. Pérdidas por fricción y curvatura – Cable 1

La **Figura 75** muestra el diagrama de pérdidas por fricción y curvatura del cable 2 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 102.4t con una pérdida en el anclaje de 32.6t.

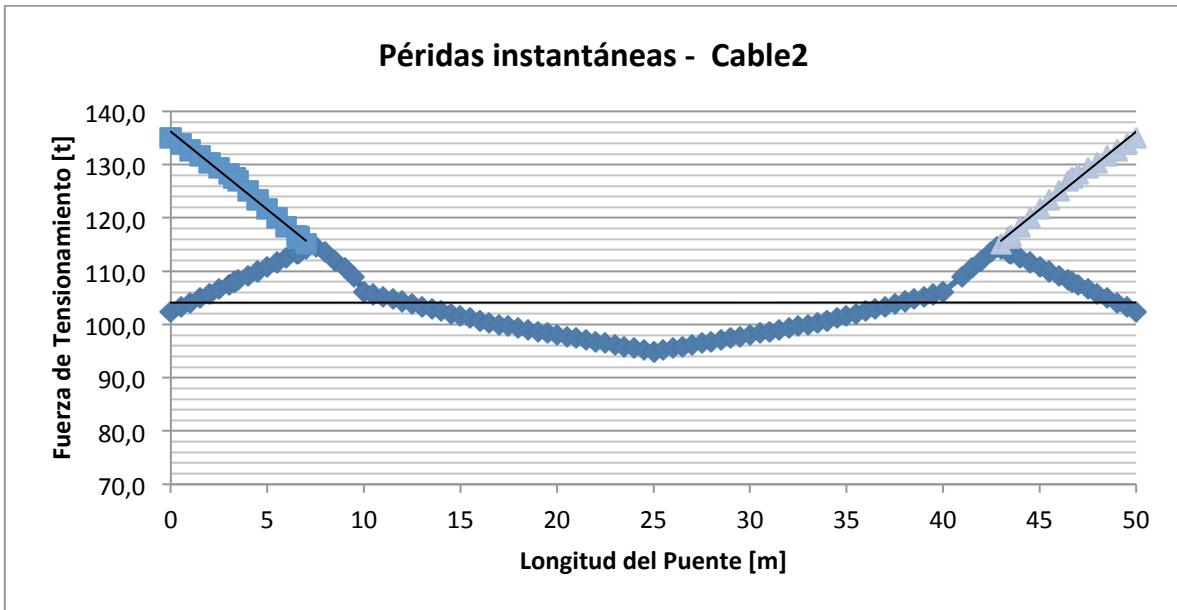


Figura 75. Pérdidas por fricción y curvatura – Cable 2

La **Figura 76** muestra el diagrama de pérdidas por fricción y curvatura del cable 3 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 104.55t con una pérdida en el anclaje de 28.8t.

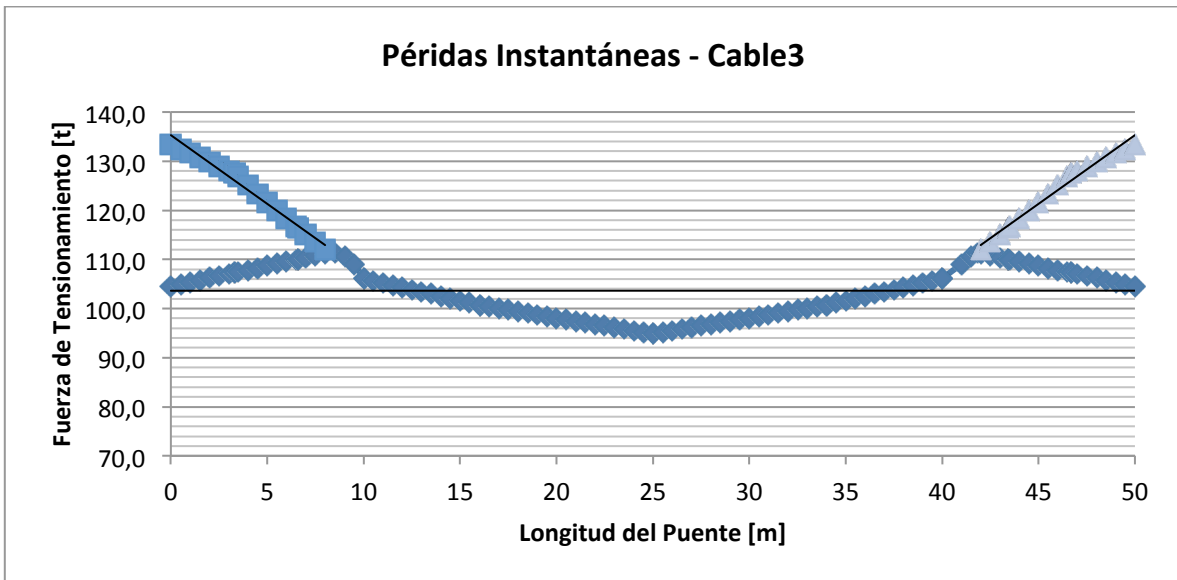


Figura 76. Pérdidas por fricción y curvatura – Cable 3

Se efectuó la verificación de esfuerzos de la sección durante la etapa de servicio teniendo en cuenta las perdidas por penetración de cuña, los casos analizados son los siguientes:

- a) Peso propio de la viga
- b) Peso propio de la losa
- c) Peso propio de la carpeta asfáltica
- d) Peso propio de barandas
- e) Peso propio de andén
- f) Carga viva
- g) Fuerza de Tensionamiento
- h) Perdidas por penetración de cuña

La **Tabla 33** resume los momentos generados en la etapa de servicio, debidos a cargas muertas, carga viva y momento hiperestático debido a que la viga es continua teniendo en cuenta los efectos generados por la penetración de cuña. Así mismo se presenta los esfuerzos generados tanto en la fibra inferior como en la fibra superior cada metro a lo largo de toda la longitud de la viga.

Tabla 33. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio + penetración de cuña

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MD(t-m)	0	-3.59	-8.88	-15.9	-24.6	-35	-47.1	-60.9	-76.4	-93.7	-113	-87.9	-64.9	-43.6	-24	-6.08	10.11	24.59	37.369	48.445	57.82	65.49	71.45	75.71	78.27	79.12
M(L+i+fr)	0	22.31	37.43	45.69	47.56	48.71	45.22	39.54	22.11	-1.07	-28.9	-48.1	-82.7	-119	-156	-176	-51.2	-29.2	-7.296	14.185	34.79	54.13	67.06	79.41	90.35	99.69
ΣP	-308	-313	-317	-322	-327	-332	-337	-340	-335	-329	-318	-316	-313	-310	-307	-305	-302	-300	-298.2	-296.2	-294	-292	-290	-288	-287	-285
ΣMP	-92.7	-158	-202	-224	-218	-170	-78.3	52.46	155.3	213.3	226.7	217.8	199.8	172.3	135.8	90.4	46.17	-7.02	-53.33	-92.88	-126	-152	-172	-186	-194	-195
σ_s	-109	46.67	159.5	224.2	220	78.84	-195	-587	-825	-877	-746	-731	-623	-471	-279	-109	-443	-382	-338.6	-311.4	-298	-298	-291	-298	-316	-343
σ_i	-758	-928	-1055	-1134	-1144	-1016	-756	-369	-118	-47.1	-150	-157	-258	-403	-588	-750	-408	-464	-501.5	-523.3	-531	-526	-527	-515	-491	-459
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.2.1.10. Pérdidas Diferidas:

Según el CCDSP-95, las pérdidas diferidas de fuerza de preesfuerzo se calculan de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\Delta f_s = SH + ES + CRc + CRs$$

Tabla 34. Resumen de Pérdidas Diferidas

RESUMEN DE PERDIDAS		
PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO [ES]	257.2	kg/cm2
PERDIDAS POR RETRACCIÓN DE FRAGUADO [SH]	322.0	kg/cm2
PERDIDAS POR FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO [CRc]	383.4	kg/cm2
PERDIDAS POR RELAJACIÓN DEL ACERO DE PREESFORZADO (CRs)	289.0	kg/cm2
TOTAL	1251.6	kg/cm2

Tabla 35. Porcentaje de pérdidas Diferidas referido a un cable

Preesfuerzo en el Centro de la luz Cable 1	125.44	t
# De torones	7	unidad
Diametro toron	1.4	cm2
Perdida de preesfuerzo	12.27	t
Fuerza en el Centro de la luz para t=∞	113.17	t
Porcentaje de Perdidas	9.78	%

5.3. Diseño del concreto reforzado

Para el diseño de los demás elementos estructurales del puente se utilizó el programa SAP2000 en el cual se plasmó la geometría del puente tanto en superestructura como en infraestructura y se cargaron los elementos estructurales con sus respectivas cargas vigas y muertas.

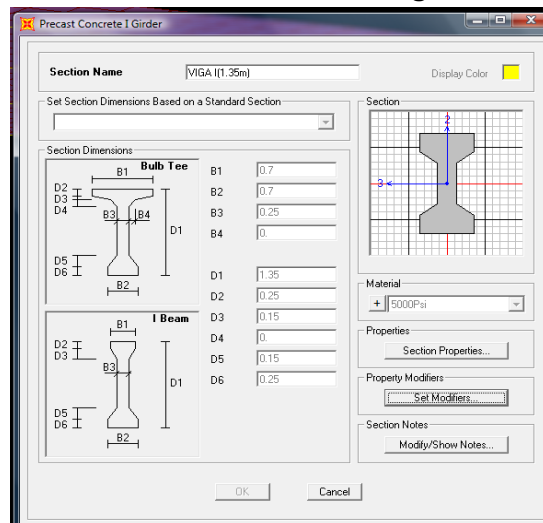
5.3.1. Datos de entrada

En el programa SAP200 se definió la geometría del puente, los materiales de los elementos estructurales y las cargas actuantes sobre la estructura. Para el análisis se utilizaron las combinaciones de carga descritas en la **Tabla 2**, el camión de diseño presentado en la **Figura 7** y el espectro de diseño de aceleraciones calculado de acuerdo al CCDSP-95 para un puente ubicado en la Ciudad de Bogotá.

5.3.1.1. Sección transversal de la viga

Las características de la sección transversal de la viga se presentan en la **Tabla 36**, en ella se define también el tipo de material.

Tabla 36. Sección transversal Viga – Puente 2



5.3.1.2. Espectro de aceleraciones

Para la construcción del espectro de aceleraciones se siguió los requisitos establecidos en el CCDSP-95, teniendo en cuenta el grupo de importancia del puente, perfil del suelo y ubicación del puente. En la **Tabla 18** se describen los resultados obtenidos.

Con los parámetros calculados en la **Tabla 18** se construye el espectro elástico de aceleraciones el cual es cargado en el programa SAP 2000 en la opción "Response Spectrum". La **Figura 37** muestra la grafica del Espectro de aceleraciones calculado según el CCDSP-95 y la **Figura 38** muestra el espectro con el cual fue cargado el programa SAP 2000.

5.3.1.3. Cargas sobre la Estructura – SAP 2000

Para terminar de simular adecuadamente el puente, además de la geometría y los parámetros sísmicos se carga la estructura con los siguientes casos de carga:

- Carga Muerta (Pesos propio de los elementos estructurales)
- Carga Viva (Carga del camión C40-95)
- Cargas Sobreimpuestas (Carga de baranda, carpeta asfáltica y andenes)

5.3.2. Diseño de Losa:

El diseño de la losa se realizó mediante el método de la resistencia última descrito en (10) para el diseño a flexión y a cortante del elemento estructural.

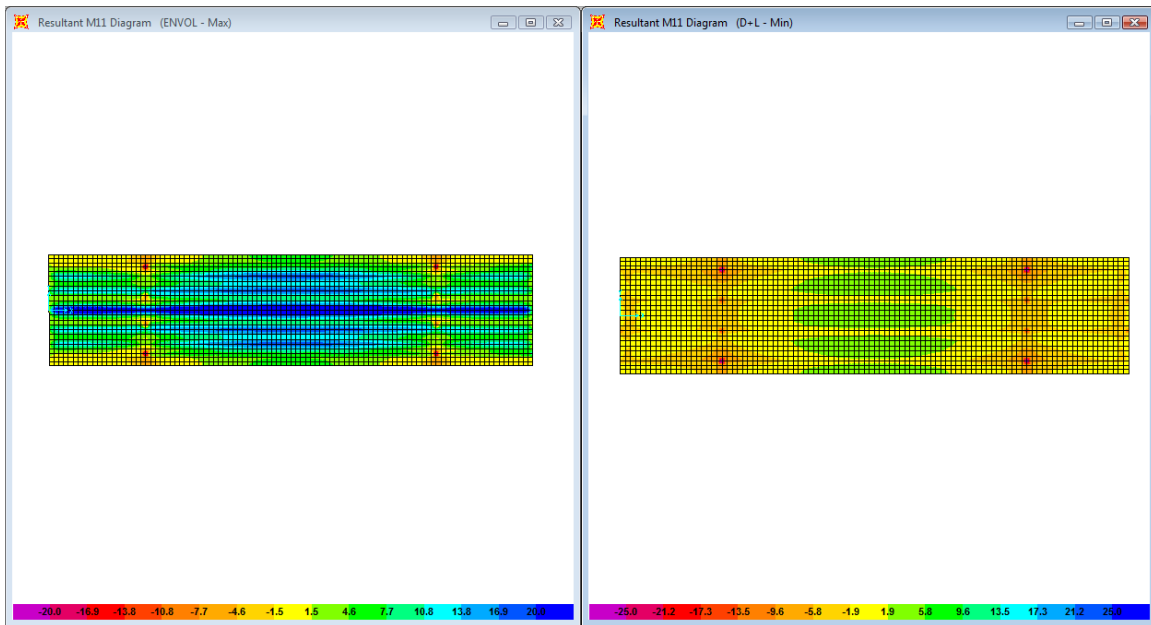


Figura 77. Momento M11 Max - Min

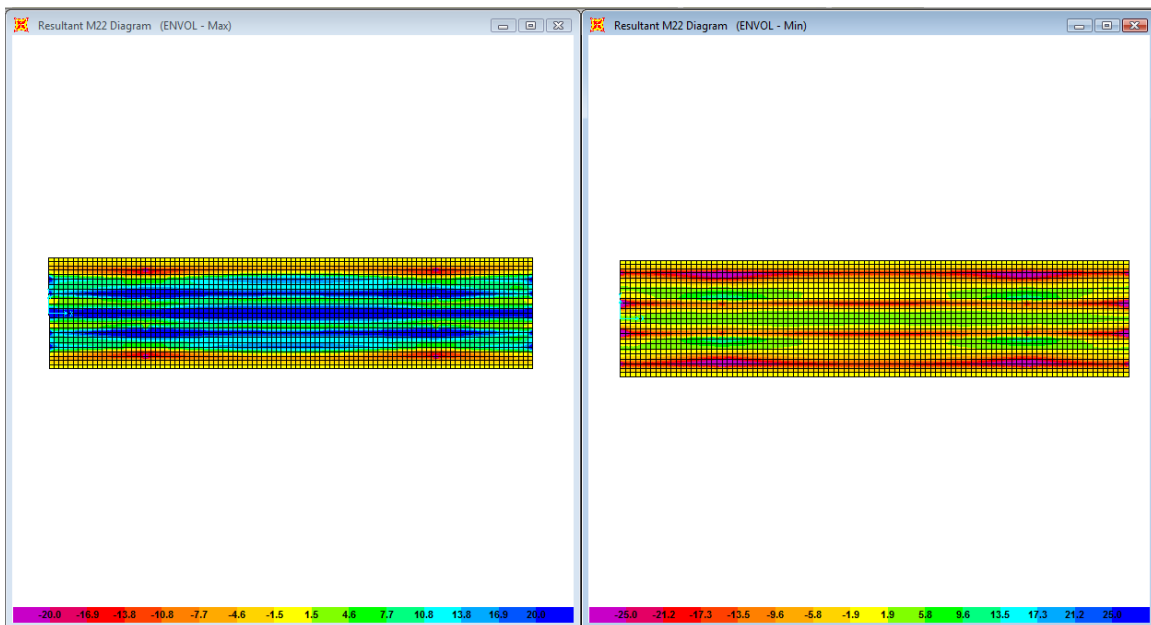


Figura 78. Momento M22 Max - Min

Tabla 37. Diseño a flexión – Losa

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO		PUENTE LUCES (10-30-10)					Cuantías					
TITULO		DISEÑO REFUERZO ZAPATA					P mínimo	$\sqrt{f_c}/4f_y$	0.00273421	Valor adoptado		
		MOMENTOS MAXIMOS					P mínimo	$1,4f_y$	0.003333	cm ²		
							As mínimo	$\rho b d$	5.000			
							P máximo		0.01601			
							$(0,75)^*0,7225^*(f_c/f_y)^*(600/600+f_y)$					
MATERIALES			ELEMENTO - GEOMETRÍA				Coeficientes de reducción de resistencia					
Concreto	f _c	21.1	MPa	Espesor del recubrimiento		0.050	m					
Acero	f _y	420	MPa	Altura del elemento (h)		0.20	m	Flexión	ϕ	0.9		
Ancho del elemento (b)		1.00	m	Altura (d)		0.15	m	Corte	ϕ	0.75		
REFUERZO INFERIOR												
SHELL No.	Mu	Diseño a flexión										
		Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ colocada	As (colocada)	ρ colocada < ρmax?	
		b	d			No.	Cantidad					
(kN-m)	m	m	requerida	(cm ²)	No.	Cantidad		colocada	(cm ²)			
2516	36	1.0	0.15	0.00447	6.70	4	5	No. 4 @20cm	0.00447	6.70	ok	M11 MAX
3245	-20	1.0	0.15	0.00242	4.83	3	7	No. 3 @15cm	0.00322	4.83	ok	M11 MAX
3147	4	1.0	0.15	0.00047	0.94	3	1	No. 3 @76cm	0.00063	0.94	ok	M11 MIN
3228	-40	1.0	0.15	0.00500	7.49	4	6	No. 4 @18cm	0.00500	7.49	ok	M11 MIN
7576	44.5	1.0	0.15	0.00560	8.40	4	7	No. 4 @16cm	0.00560	8.40	ok	M22 MAX
6974	-31	1.0	0.15	0.00382	5.72	4	4	No. 4 @23cm	0.00382	5.72	ok	M22 MAX
7580	-24.54	1.0	0.15	0.00299	5.97	4	5	No. 4 @22cm	0.00398	5.97	ok	M22 MIN
8072	-57.2	1.0	0.15	0.00736	11.04	4	9	No. 4 @12cm	0.00736	11.04	ok	M22 MIN

Tabla 38. Diseño a corte - Losa

CORTANTE V13														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu	φVc	Vc > Vu	φvs = Vu - φVc	Flejes A usar	Av fleje	s req (cm) = Av*φFy*d / (Vu - φVc)	s máx (d/2) cm	s mín (cm) (Av*3fy)/b	Separación S (mm)	Usar:	Vs max = φ2/3*(f _c)*b*d	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm ²)		cm	(Av*3fy)/b	(mm)				
6964	58.30	87.85	CUMPLE	NO REQUIERE FLEJES										
7450	57.64	87.85	CUMPLE	NO REQUIERE FLEJES										
CORTANTE V23														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu	φVc	Vc > Vu	φvs = Vu - φVc	Flejes A usar	Av fleje	s req (cm) = Av*φFy*d / (Vu - φVc)	s máx (d/2) cm	s mín (cm) (Av*3fy)/b	Separación S (mm)	Usar:	Vs max = φ2/3*(f _c)*b*d	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm ²)		cm	(Av*3fy)/b	(mm)				
7065	59.44	87.85	CUMPLE	NO REQUIERE FLEJES										
7989	46.1	87.85	CUMPLE	NO REQUIERE FLEJES										

5.3.3. Diseño Viga Cabezal:

La **Figura 79** y **Figura 80** muestran el diagrama de momento flector y de fuerza cortante para la envolvente de combinación de cargas, el diseño a flexión y corte de la viga se presenta en la **Tabla 39** y **Tabla 40** respectivamente.

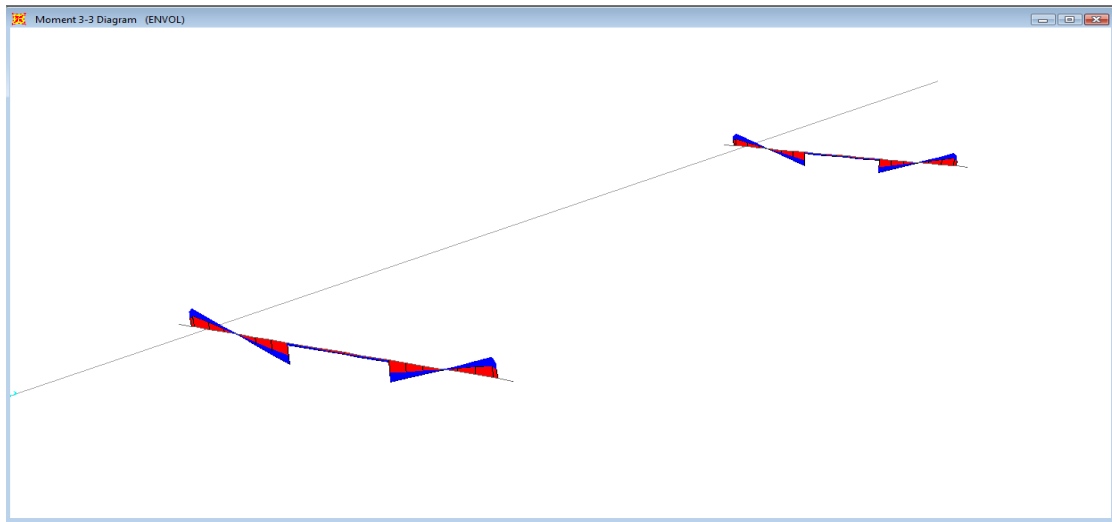


Figura 79. Diagrama de Momento Flector

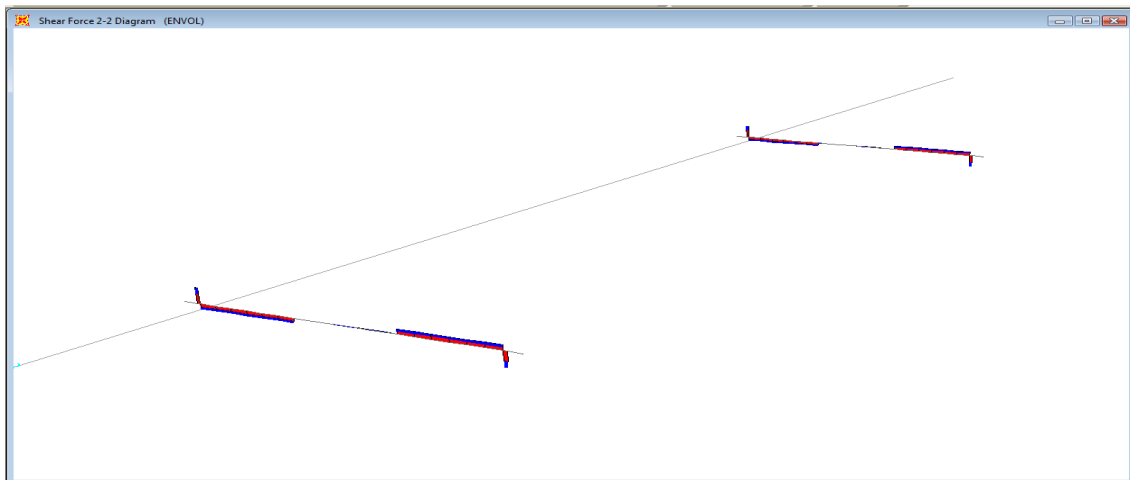


Figura 80. Diagrama de fuerza cortante

Tabla 39. Diseño a flexión – Viga Cabezal

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO	PUENTE LUCES (10-30-10)					Cuantías						
TITULO	DISEÑO REFUERZO VIGA CABEZAL					P mínimo	$\sqrt{f_c}/4f_y$	0.00273421				
						P mínimo	$1,4f_y$	0.003333	Valor adoptado			
						As mínimo	$\rho b d$	20.000	cm ²			
						P máximo		0.01601				
						(0.75)*0.7225*(f _c /f _y)*(600/600+f _y)						
MATERIALES												
ELEMENTO - GEOMETRÍA			Coeficientes de reducción de resistencia									
Concreto	f _c	21.1	MPa	Espesor del recubrimiento	0.050	m						
Acero	f _y	420	MPa	Altura del elemento (h)	0.80	m	Flexión	ϕ	0.9			
Ancho del elemento (b)	0.80	m	Altura (d)	0.75	m	Corte	ϕ	0.75				
REFUERZO INFERIOR												
SHELL No.	Mu	Diseño a flexión										
		Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	P colocada	As (colocada)	ρ colocada < ρ max?	
		b	d			No.	Cantidad					
(kN-m)	m	m	requerida	(cm ²)								
IZQUIERDO	-1046	0.8	0.75	0.00667	40.02	8	8	No. 8 @11cm	0.00667	40.02	ok	SUPERIOR
IZQUIERDO	74	0.8	0.75	0.00044	20.00	6	6	No. 6 @14cm	0.00284	17.04	ok	INFEIOR
CENTRO	-90	0.8	0.75	0.00053	20.00	6	7	No. 6 @12cm	0.00333	20.00	ok	SUPERIOR
CENTRO	1051	0.8	0.75	0.00671	40.23	8	8	No. 8 @11cm	0.00671	40.23	ok	INFEIOR
DERECHA	-995	0.8	0.75	0.00632	37.90	8	7	No. 8 @11cm	0.00632	37.90	ok	SUPERIOR
DERECHA	57	0.8	0.75	0.00034	20.00	6	7	No. 6 @12cm	0.00333	20.00	ok	INFEIOR

Tabla 40. Diseño a Corte – Viga Cabezal

DISEÑO A CORTANTE														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu	ϕVc	Vc > Vu	ϕvs = Vu - ϕVc	Flejes A usar	Av fleje	s req (cm) = Av*ϕFy*d / (Vu - ϕVc)	s máx (d/2) cm	s min (cm) = (Av*3fy)/b	Separación S	Usar:	Vs max = ϕ2/3*(F _c)*b*d	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm ²)				(mm)	(mm)				
IZQUIERDA	829	351.40	NO	477.60	4	129.00	12.8	37.5	40.64	12.8	Flejes No.4 @ 14 cm	1378.04	270.90	ok
DERECHA	829	351.40	NO	477.60										

5.3.4. Diseño columnas apoyo central:

Para el diseño de la pila central se dibujaron las curvas de interacción para diferentes configuraciones de sección y refuerzo. La **Tabla 23** muestra las configuraciones seleccionadas de la pila con la cual resistirá las cargas provenientes de la superestructura durante su vida útil. La convención del diagrama de interacción es compresiones en el eje superior y tracciones en el eje inferior.

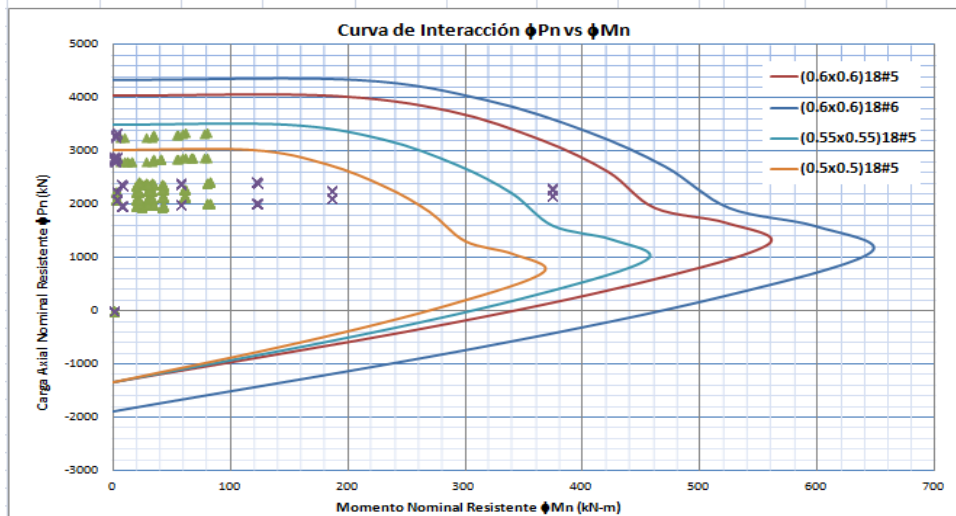


Figura 81. Diagrama de Interacción – Pila central puente 2

5.3.5. Diseño Pilotes Pila Central:

El diseño de los pilotes al igual que el diseño de la pila central fue a flexocompresión, en las solicitaciones de carga que muestra la Figura 82 se aprecia que el pilote está sometido a cargas axiales muy bajas, pero tienen momentos altos que gobiernan el diseño.

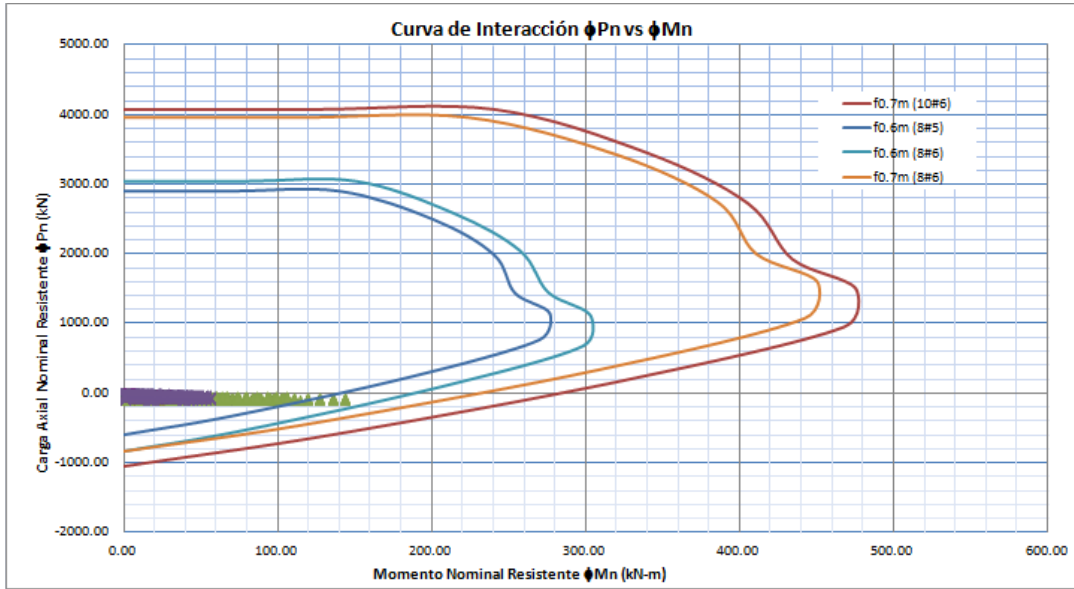


Figura 82. Diagrama de Interacción – Pilotes puente 2

5.3.6. Diseño de la zapata:

El método de diseño de la zapata es a flexión y a corte, en las siguientes figuras se muestran las sollicitaciones de la zapata debido a las cargas que provienen de las pilas y la superestructura.

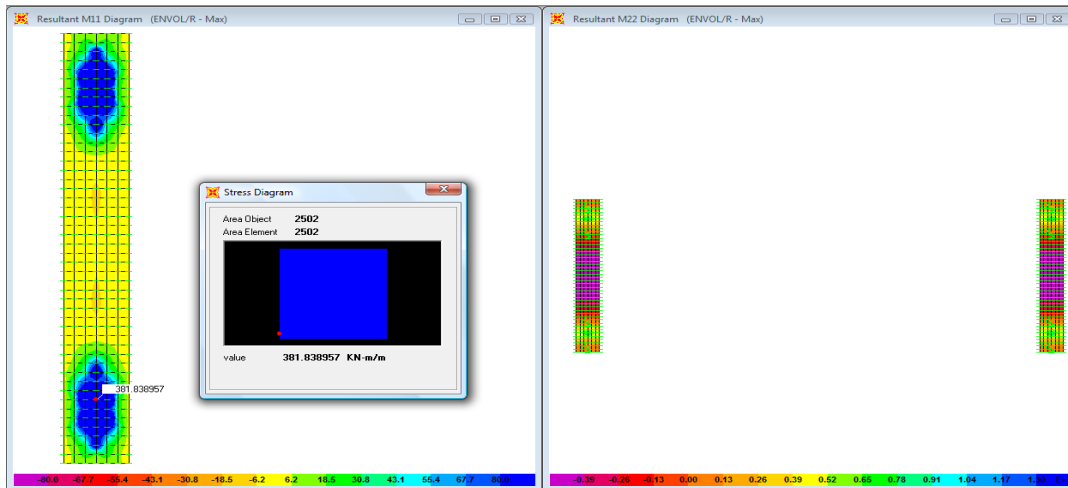


Figura 83. Momentos M11 Max y M22 Max

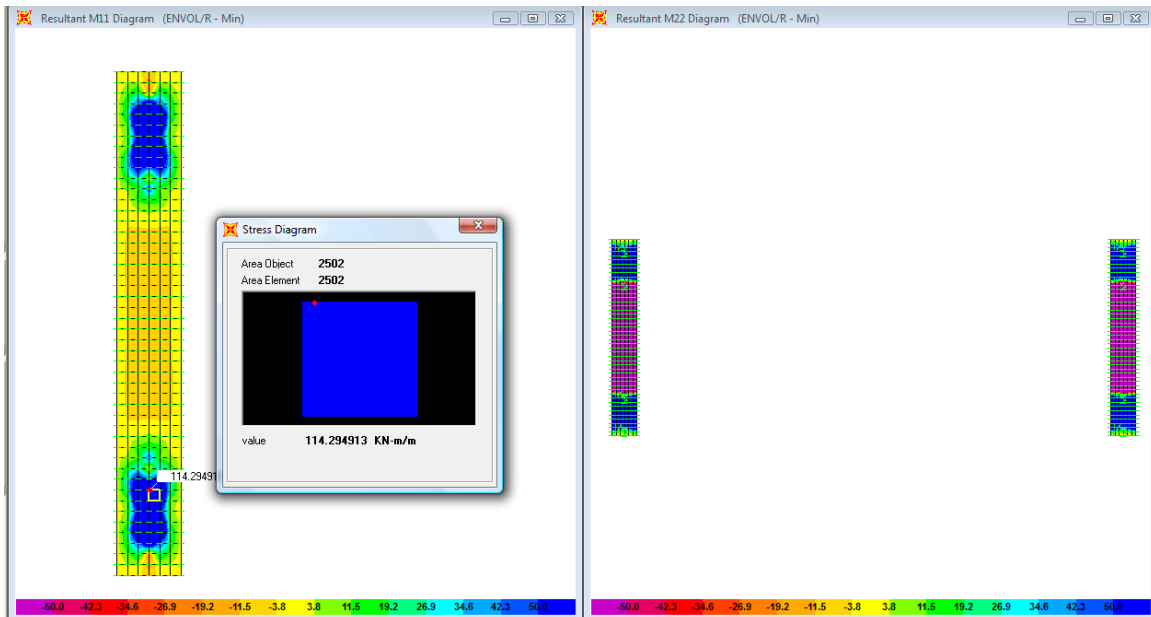


Figura 84. Momentos M11 min y M22 min

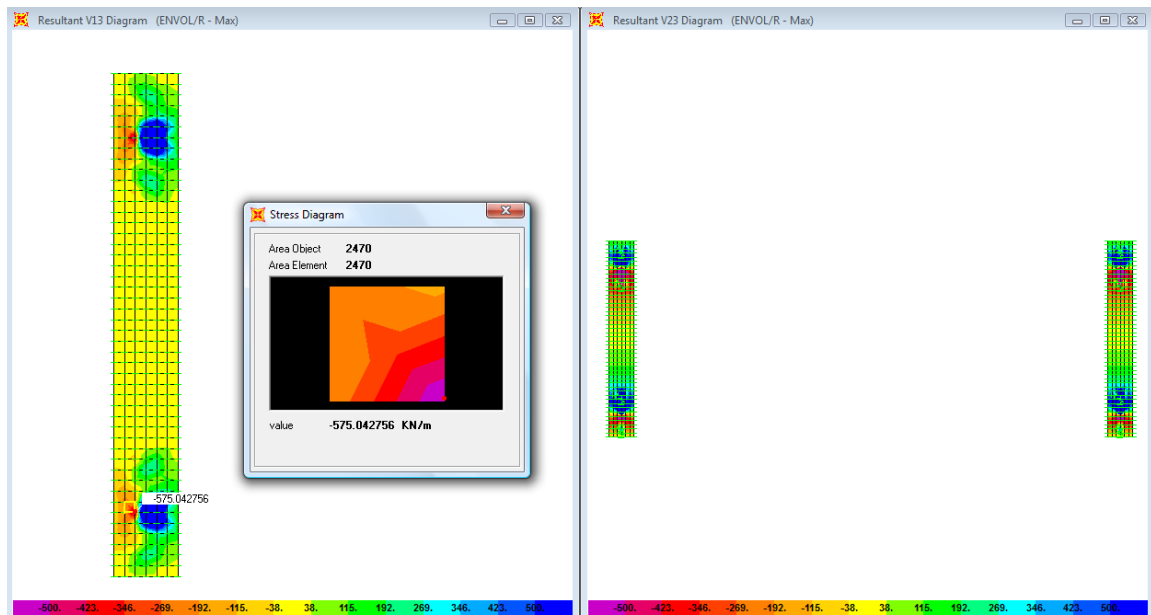


Figura 85. Fuerza Cortante

Tabla 41. Diseño a flexión - Zapata

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO	PUENTE LUCES (10-30-10)					Cuantías						
TITULO	DISEÑO REFUERZO ZAPATA					ρ mínimo	$\sqrt{f_c}/4f_y$	0.00273421	Valor adoptado			
MOMENTOS MAXIMOS						ρ mínimo	$1,4/f_y$	0.001800	Valor adoptado			
						A_s mínimo	$\rho b d$	16.740	cm ²			
MOMENTOS MAXIMOS						ρ máximo	0.01601					
						$(0.75)*0.7225*(f_c/f_y)*(600/600+f_y)$						
MATERIALES			ELEMENTO - GEOMETRIA			Coeficientes de reducción de resistencia						
Concreto	f_c	21.1	MPa	Espesor del recubrimiento	0.070	m						
Acero	f_y	420	MPa	Altura del elemento (h)	1.00	m	Flexión	ϕ			0.9	
Ancho del elemento (b)	1.00	m		Altura (d)	0.93	m	Corte	ϕ			0.75	
REFUERZO INFERIOR												
Diseño a flexión												
SHELL No.	Mu	Sección		ρ	A_s (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ	A_s (colocada)	ρ colocada < ρ max?	
		b	d			requerida	(cm ²)					
2439	383	1.0	0.93	0.00119	14.69	6	5	No. 6 @20cm	0.00158	14.69	ok	M11 MAX
2430	188	1.0	0.93	0.00058	7.16	5	4	No. 5 @28cm	0.00077	7.16	ok	M11 MIN
2509	624	1.0	0.93	0.00195	18.17	6	6	No. 6 @16cm	0.00195	18.17	ok	M22 MAX
2346	515	1.0	0.93	0.00161	19.86	5	10	No. 5 @11cm	0.00214	19.86	ok	M22 MIN

Tabla 42. Diseño a cortante - Zapata

DISEÑO A CORTE - V13														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu	ϕV_c	Vc > Vu	$\phi v_s = Vu - \phi V_c$	Flejes A usar	Av fleje	s req (cm)	s máx (d/2)	s mín (cm) = (Av*3fy)/b	Separación S	Usar:	Vs max = $\phi 2/3\sqrt{f_c} * b * d$	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm ²)	Av* ϕ Fy*d/	cm		(mm)				
2398	581.00	544.67	NO	36.33	5	199.00	320.9	46.5	50.15	46.5	Flejes No 5 @ 48 cm	2135.97	167.16	ok
2431	622	544.67	NO	77.33	5	199.00	150.8	46.5	50.15	46.5	Flejes No 5 @ 48 cm	2135.97	167.16	ok
DISEÑO A CORTE - V23														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu	ϕV_c	Vc > Vu	$\phi v_s = Vu - \phi V_c$	Flejes A usar	Av fleje	s req (cm)	s máx (d/2)	s mín (cm) = (Av*3fy)/b	Separación S	Usar:	Vs max = $\phi 2/3\sqrt{f_c} * b * d$	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm ²)	Av* ϕ Fy*d/	cm		(mm)				
2392	573	544.67	NO	28.33	5	199.00	411.6	46.5	50.15	46.5	Flejes No 5 @ 48 cm	2135.97	167.16	ok
2499	1065	544.67	NO	520.33	5	199.00	22.4	46.5	50.15	22.4	Flejes No 5 @ 24 cm	2135.97	334.32	ok

5.3.7. Diseño de Estribos:

Para el diseño del estribo se realizó un modelo aparte al cual se le transmitió las cargas procedentes de la superestructura a través de las vigas.

Adicional a las cargas procedentes de la superestructura al estribo se le aplicó la carga del empuje de tierras a través del comando "joint patterns" del programa SAP 2000. La **Figura 52**, **Figura 53** y **Figura 54** tienen el modelo 3D, carga de superestructura y empuje de tierras aplicadas al modelo en SAP.

TRABAJO DE GRADO

Las cargas procedentes de la superestructura con la cual se cargo el estribo con las que se muestran en **Tabla 43**

Tabla 43. Cargas procedentes de la superestructura

F1	F2	F3	M1	M2	M3	
KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
85.978	149.12	3.012E-14	129.4076	1.936E-14	158.1193	VIGA 1
-70.933	-221.219	-1.978E-14	-142.5612	-3.249E-14	-265.3201	
250.077	294.695	3.851E-14	139.4833	3.862E-14	315.3902	VIGA 2
-59.047	-319.289	-3.743E-14	-178.0282	-4.804E-14	-392.2922	
250.077	319.289	3.477E-14	178.0282	4.804E-14	392.2923	VIGA 3
-59.047	-294.695	-3.97E-14	-139.4833	-3.862E-14	-315.3903	
85.978	221.219	1.69E-14	142.5613	3.249E-14	265.3201	VIGA 4
-70.933	-149.12	-2.421E-14	-129.4077	-1.936E-14	-158.1192	

Tabla 44. Diseño a flexión estribo

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO	PUENTE LUCES (10-30-10)					Cuantías P mínimo $\sqrt{f_c}/4f_y$ 0.00273421 P mínimo $1,4/f_y$ 0.001200 Valor adoptado A_s mínimo $\rho b d$ 6.600 cm^2 P máximo 0.01601 (0.75)*0.7225*(f_c/f_y)*(600/600+ f_y)						
TITULO	DISEÑO REFUERZO ESTRIBO											
MOMENTOS MAXIMOS												
MATERIALES			ELEMENTO - GEOMETRÍA			Coefficientes de reducción de resistencia						
Concreto	f_c	21.1	MPa	Esesor del recubrimiento	0.050	m	Flexión		ϕ	0.9		
Acero	f_y	420	MPa	Altura del elemento (h)	0.60	m	Corte		ϕ	0.75		
Ancho del elemento (b)	1.00	m		Altura (d)	0.55	m						
REFUERZO INFERIOR												
Diseño a flexión												
SHELL No.	Mu	Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ	As (colocada)	ρ colocada < ρ_{max} ?	
		b	d			No.	Cantidad					
113	460	1.0	0.55	0.00423	23.28	6	8	No. 6 @13cm	0.00423	23.28	ok	M11 MAX
81	335	1.0	0.55	0.00304	16.71	5	8	No. 5 @12cm	0.00304	16.71	ok	M11 MIN
39	140	1.0	0.55	0.00124	6.83	3	10	No. 3 @11cm	0.00124	6.83	ok	M22 MAX
147	143	1.0	0.55	0.00127	6.98	3	10	No. 3 @11cm	0.00127	6.98	ok	M22 MIN

5.3.8. Diseño Pilotes Estribos:

El diseño de los pilotes fue a flexocompresión, en las sollicitaciones de carga que muestra la **Figura 86** se aprecia que el pilote está sometido a cargas axiales muy bajas, pero tienen momentos altos que gobiernan el diseño.

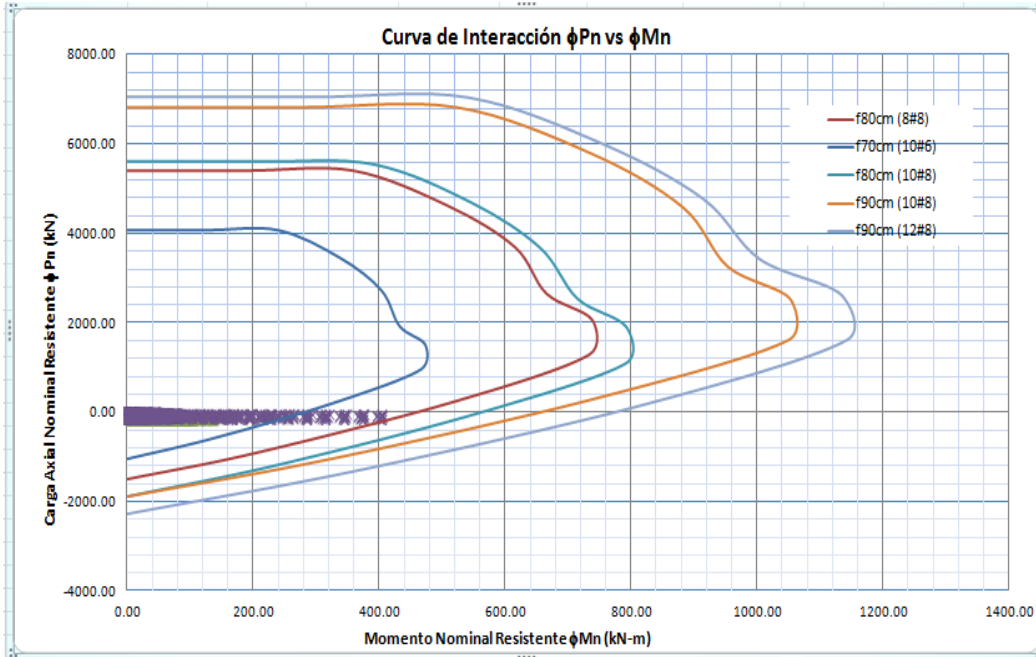


Figura 86. Diagrama de Interacción – Pilotes Estribo puente 2

5.4. Diseño del puente 3:

El puente 3 tiene las constantes y variables estructurales descritas en los numerales 3.1 y 3.2. El puente 3 tiene una longitud de 50m con tres luces, la luz central de 25m y las otras dos luces de 12.5m cada una. La **Figura 89** muestra el modelo 3D realizado en el programa SAP2000.

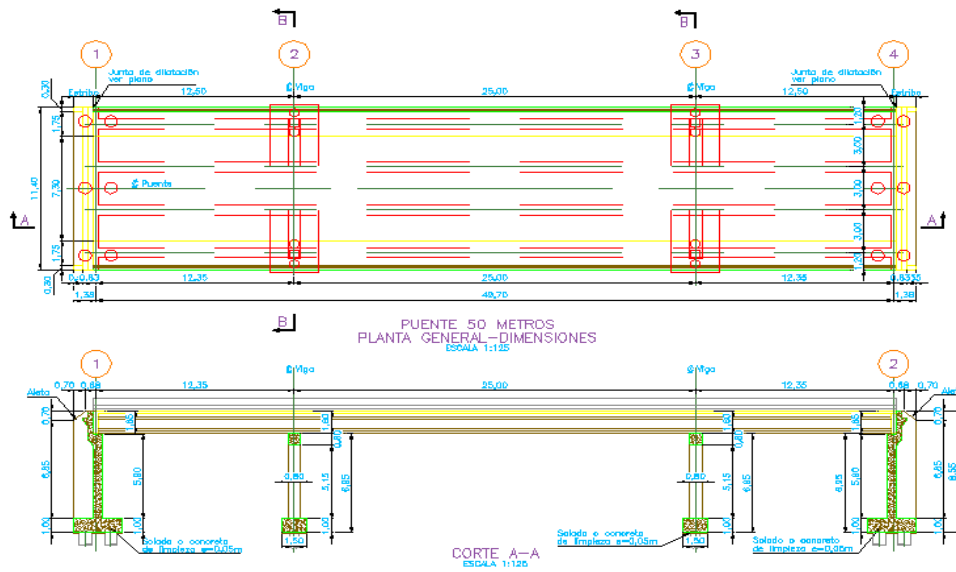


Figura 87. Sección Longitudinal en planta y corte – Puente 3

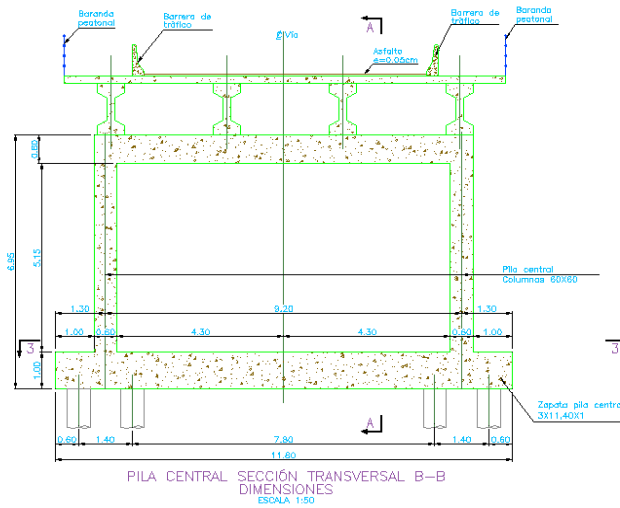


Figura 88. Sección Transversal – Puente 3

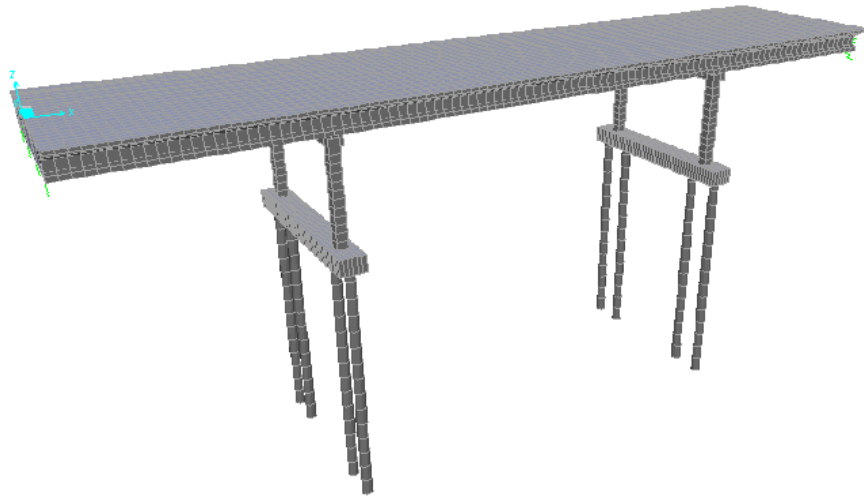


Figura 89. Modelo 3D – Puentes 3

5.4.1. Diseño del preesfuerzo

Para el diseño del preesfuerzo se siguió la metodología propuesta en (4) y el mismo procedimiento descrito en el numeral 5.1.1, por ese motivo en la descripción del diseño de este puente se presentaran los resultados más relevantes.

5.4.1.1. Materiales

Los materiales utilizados para el preesfuerzo son los presentados en la Tabla 3

5.4.1.2. Avalúo de Cargas Muertas

La **Tabla 45** muestra el predimensionamiento y la dimensión final adoptada para los elementos estructurales de la sección transversal como son el espesor de la losa, altura de vigas y número de vigas correspondiente al puente 3.

Tabla 45. Sección transversal – Puente 3

S Vigas	3	m	Separación entre Vigas (2.5 A 3.0)
H Losa	0.20	m	Altura de Losa Calculado ($0.1+S/30$)
H Losa	0.2	m	Altura de Losa Adoptado
H Vigas	1.25	m	Altura de Viga Calculado ($L/20$)
H Vigas	1.4	m	Altura de Viga Adotado
Número Vigas	4	m	Numero total de vigas en la sección transversal
Espesor Asfalto	0.05	m	Espesor de la Carpeta Asfáltica

Teniendo en cuenta que la sección transversal establecida para las vigas son secciones en I, la **Figura 90** presenta las propiedades geometrías de la sección simple de la viga

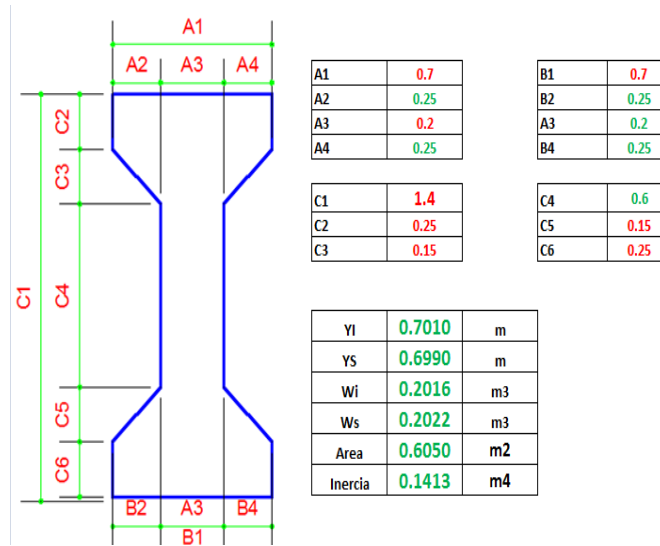


Figura 90. Propiedades geométricas sección transversal - Viga

Utilizando las secciones de viga y losa mostradas anteriormente, el avalúo de cargas para estas dos estructuras calculadas por metro son:

Peso propio de la Viga	1.45	t/m	Peso propio de la viga
Peso Propio de la Losa	1.44	t/m	Peso Propio de la Losa

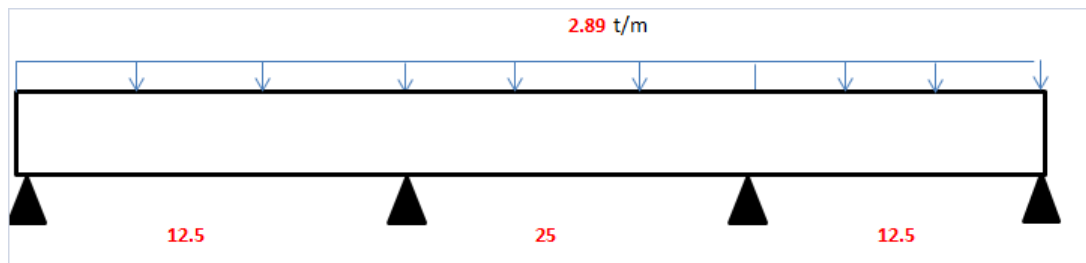


Figura 91. Carga Muerta

Como producto de la carga muerta debido al peso propio de la viga y la losa, en la **Figura 92** y la **Figura 93** se presentan los diagramas de fuerza cortante y momento flector producto de estas cargas.

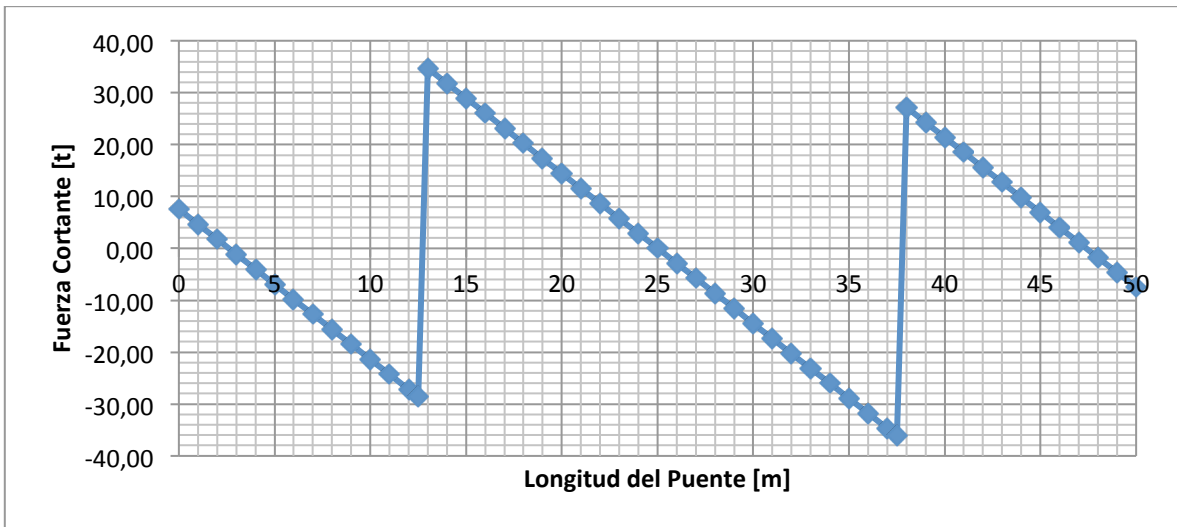


Figura 92. Diagrama de Fuerza Cortante – Por Carga Muerta (t)

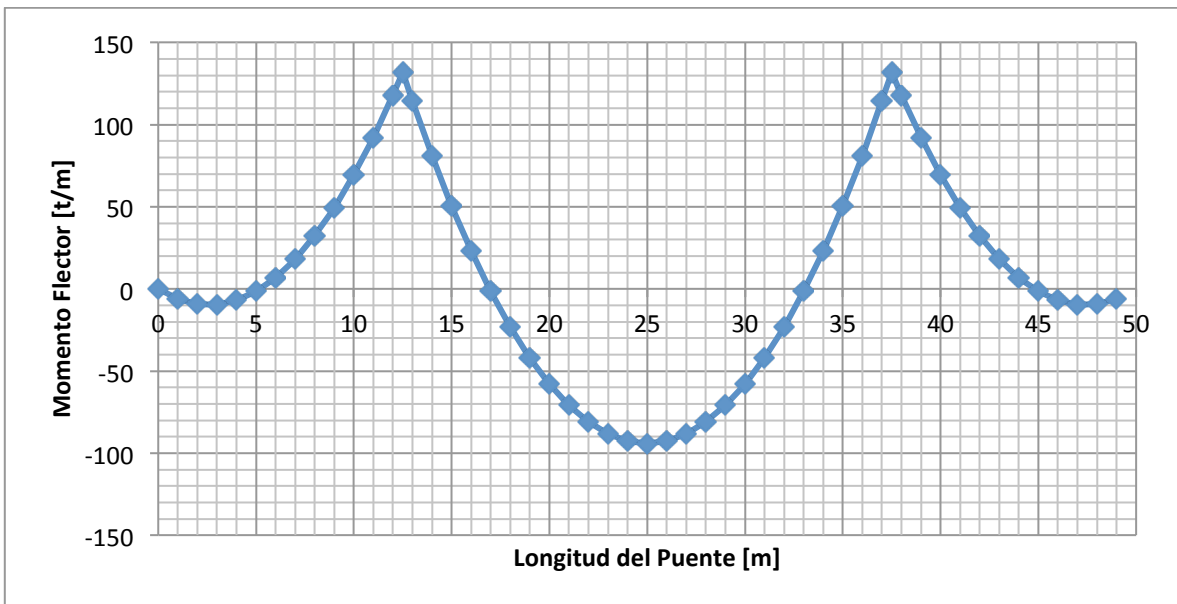


Figura 93. Diagrama de Momento Flector – Por Carga Muerta (t/m)

5.4.1.3. Avalúo de Cargas Sobreimpuestas

El avalúo de cargas sobreimpuestas tales como la carpeta asfáltica y el peso de barandas y andenes es el siguiente:

Carpeta Asfáltica	0.33	t/m	Peso de Carpeta Asfáltica
Peso de barandas	0.15	t/m	Peso Barandas (Supuesto)
Peso de anden	0.18	t/m	Peso del Anden (Area * p.esfeci)

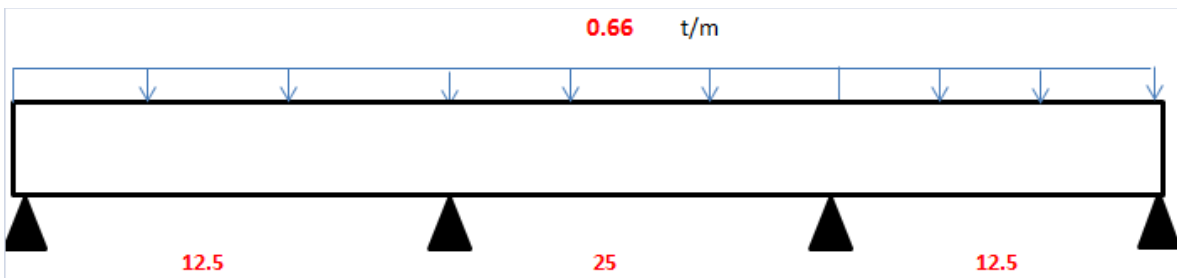


Figura 94. Cargas Sobreimpuestas

La Figura 95 y Figura 96 presentan los diagramas de fuerza cortante y momento flector debido a las cargas sobreimpuestas.

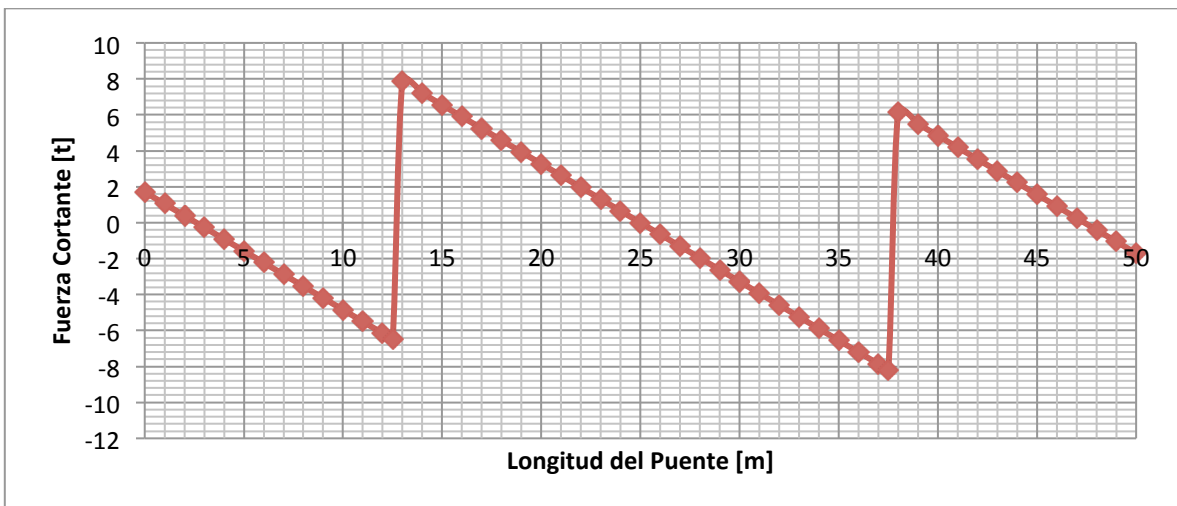


Figura 95. Diagrama de Fuerza Cortante – Cargas Sobreimpuestas (t)

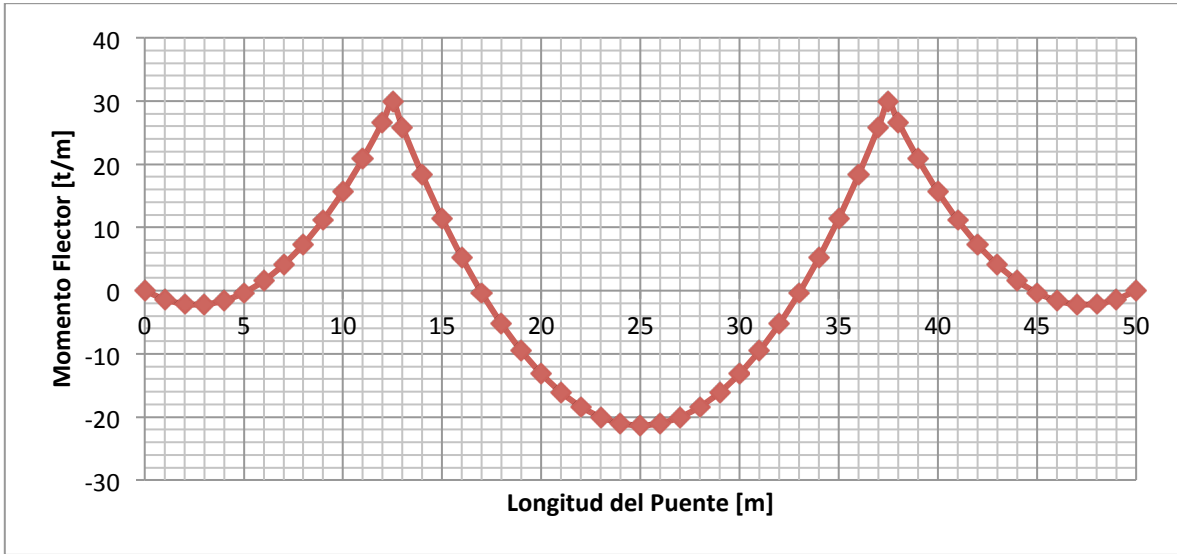


Figura 96. Diagrama de Momento Flector – Cargas Sobreimpuestas (t/m)

5.4.1.4. Avalúo de Carga Viva

Para el cálculo de la línea de influencia del puente de vigas continua de 3 luces se utilizó la ecuación de compatibilidad de deformaciones descrita en (8). La **Figura 97**, **Figura 98**, **Figura 99**, **Figura 100** y **Figura 101**, muestran las líneas de influencia del momento en los apoyos, la reacción en el apoyo izquierdo y el momento en la luz central y las luces exteriores, que son los puntos de máximas sollicitaciones.

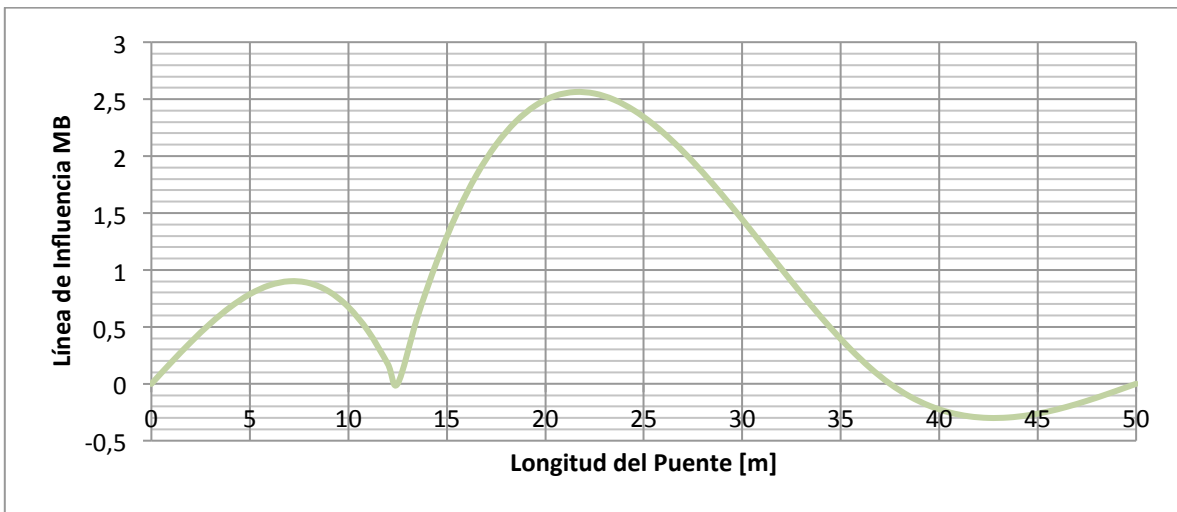


Figura 97. Línea de influencia del Momento B

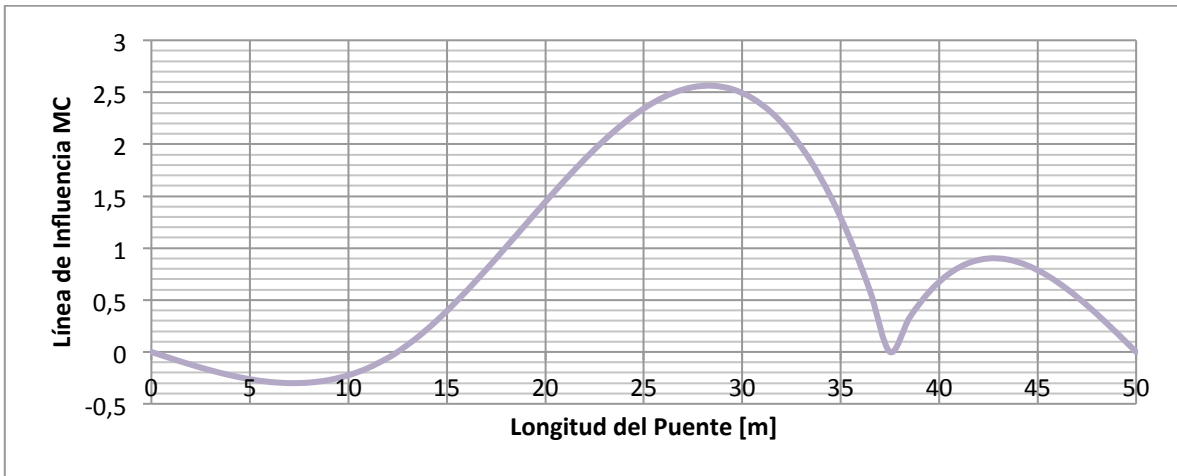


Figura 98. Línea de influencia del Momento C

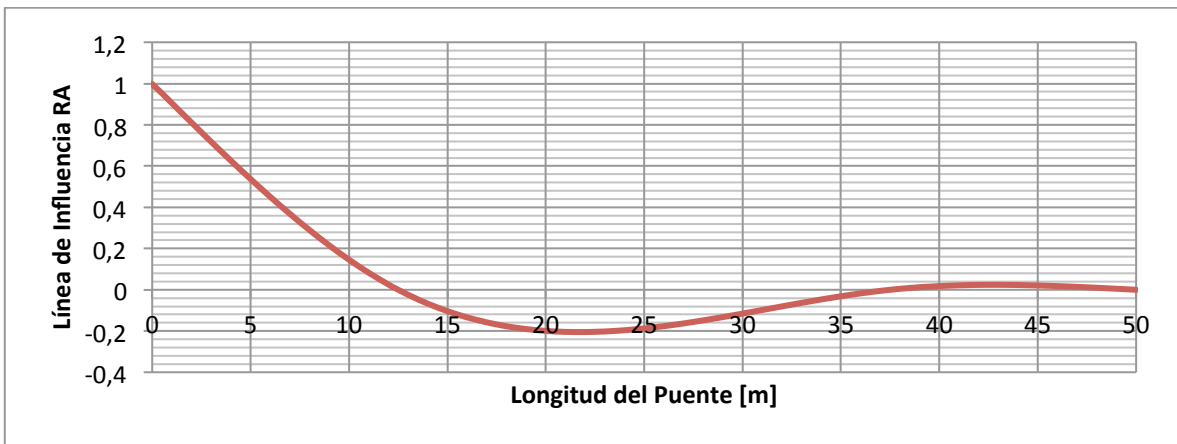


Figura 99. Línea de influencia Reacción A

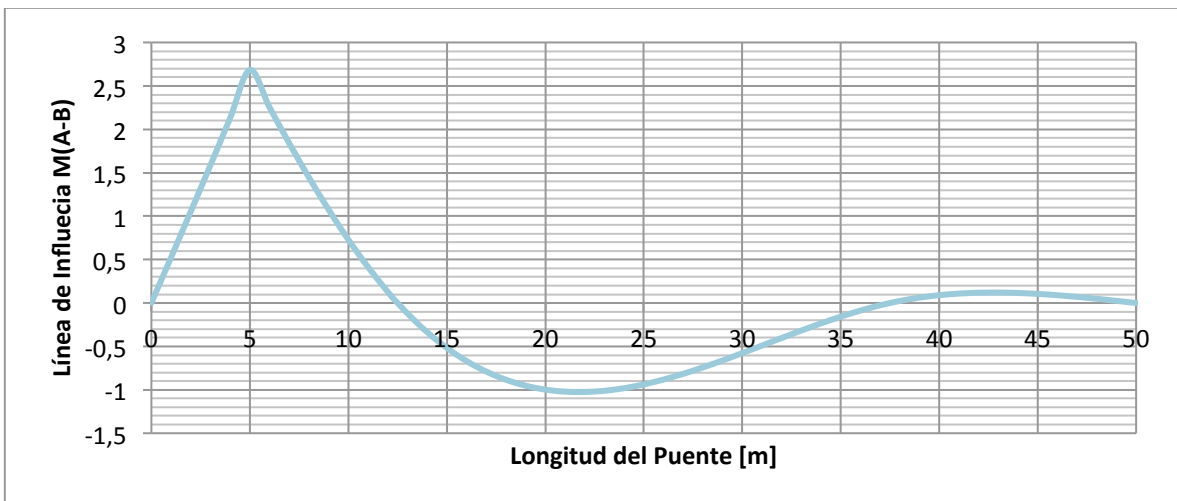


Figura 100. Línea de influencia Mmax Luz exterior

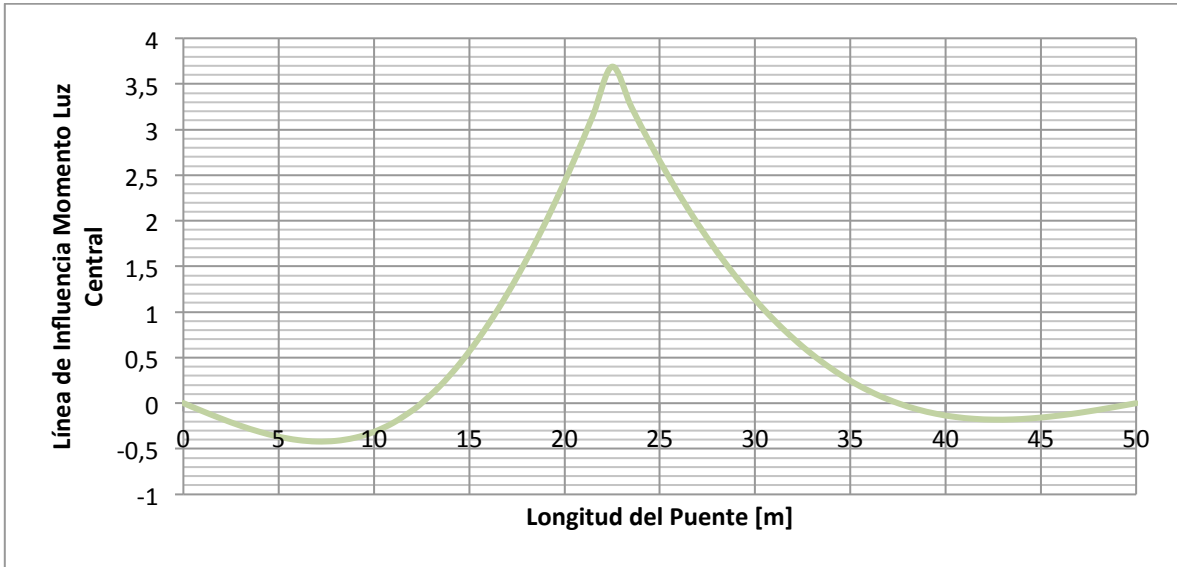


Figura 101. Línea de influencia Mmax Luz central

Las máximas sollicitaciones de carga viva son las que se presentan a continuación:

a) Momento máximo sobre apoyo B

Utilizando la línea de influencia del Momento MB, el momento máximo generado por la carga viva para momento positivo (líneas negras) y momento negativo (líneas azules) es:

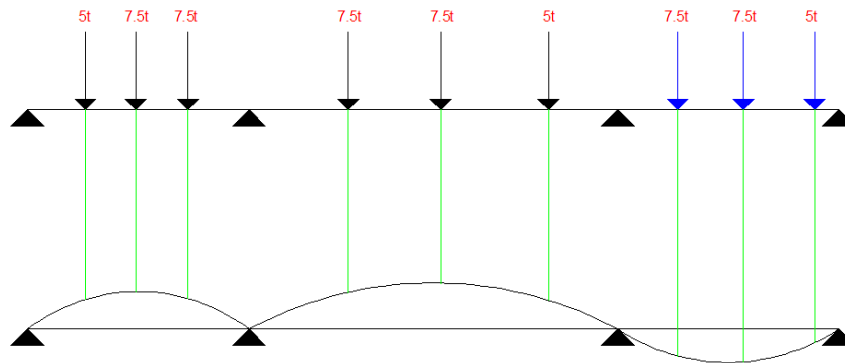


Figura 102. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia MB

Tabla 46. Resumen Momento B – Camión C40-95

Posición de Momento maximo POSITIVO luz 1	7	m
Momento Maximo (1) Luz 1	0.900	t/m
Momento Maximo (2) Luz 1	0.465	t/m
Momento Maximo (3) Luz 1	0.530	t/m
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 2	21.5	m
Momento Maximo (1) Luz 2	2.563	t/m
Momento Maximo (2) Luz 2	2.278	t/m
Momento Maximo (3) Luz 2	2.100	t/m
Posición de Momento maximo NEGATIVO luz 3	42.5	m
Momento Maximo (1) Luz 3	-0.300	t/m
Momento Maximo (2) Luz 3	-0.202	t/m
Momento Maximo (3) Luz 3	-0.110	t/m
Máximo Momento NEGATIVO (B)	59.9	t/m
Máximo Momento POSITIVO (B)	-4.3	t/m
MB[L+] NEGATIVO APOYO B	134.4	t/m
MB[L+] POSITIVO APOYO B	9.7	t/m

b) Momento máximo Luz A-B (Luz Exterior)

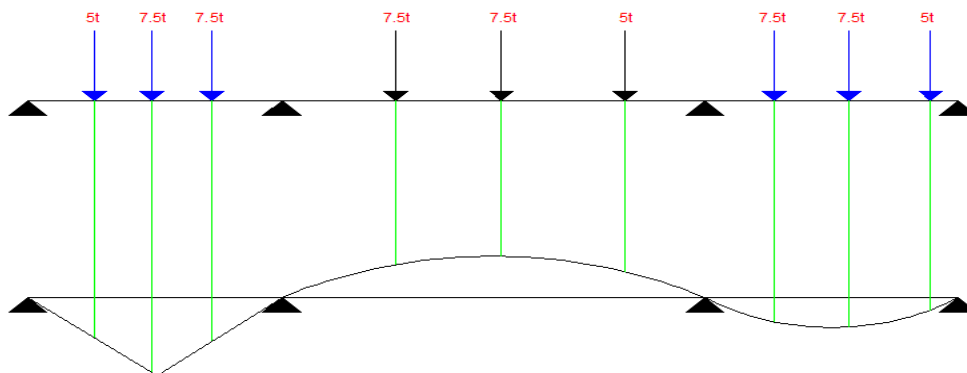


Figura 103. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia Luz Exterior

Tabla 47. Resumen Momento LUZ A-B – Camión C40-95

Posición de Momento maximo POSITIVO luz 1	5	m	
Momento Maximo (1) Luz 1	2.685	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 1	1.075	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 1	0.526	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 3	42.5	m	
Momento Maximo (1) Luz 3	0.120	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 3	0.081	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 3	0.044	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 2	21.5	m	
Momento Maximo (1) Luz 2	-1.025	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 2	-0.911	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 2	-0.840	t/m	
Momento NEGATIVO luz A-B	32.6	t/m	
Momento POSITIVO luz A-B	-18.7	t/m	
M[L+I] POSITIVO LUZ A-B	73.1	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR
MB[L+I] NEGATIVO LUZ A-B	-42.0	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR

c) Momento máximo Luz B-C (Luz Central)

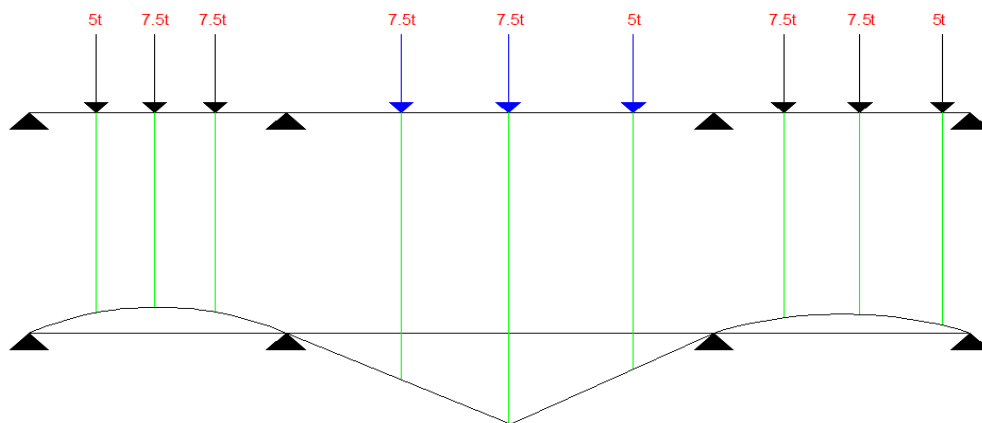


Figura 104. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia Luz Central

Tabla 48. Resumen Momento LUZ B-C – Camión C40-95

Posición de Momento maximo POSITIVO luz 2	22.5	m	
Momento Maximo (1) Luz 2	3.690	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 2	2.127	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 2	1.771	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 1	7	m	
Momento Maximo (1) Luz 1	-0.420	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 1	-0.217	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 1	-0.247	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 3	42.5	m	
Momento Maximo (1) Luz 3	-0.180	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 3	-0.121	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 3	-0.066	t/m	
Momento POSITIVO luz B-C	52.5	t/m	
Momento NEGATIVO Luz B-C	-8.7	t/m	
M[L+I]	117.8	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR
MB[L+I]	-19.5	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR

De los tres casos analizados se escoge el momento máximo obtenido que para esta oportunidad fue el momento hallado en el apoyo B.

5.4.1.5. Determinación de la fuerza de preesfuerzo

La fuerza de preesfuerzo se calculó teniendo en cuenta que los esfuerzos en la fibra inferior deben ser iguales al máximo esfuerzo admisible a tracción sobre el concreto cuando actúa el momento de diseño sobre la sección compuesta.

Tabla 49. Solicitaciones de la superestructura – Puente 3

SOLICITACIÓN	APOYO B	LUZ EXT.	LUZ CENTRAL
Peso propio de Viga y Losa	131.79	9.74	94.15
Cargas sobreimpuestas	15.23	1.84	17.74
Momento por Carva Viva	134.40	73.10	117.84
Excentricidad e (Simple)	0.60	0.60	0.60
Excentricidad e (Compuesta)	0.95	0.95	0.95

La fuerza de preesfuerzo calculada durante la etapa de transferencia para el puente 3 es:

Preesfuerzo $t=\infty$ APOYO	157.3	t
------------------------------	--------------	---

Preesfuerzo $t=\infty$ LUZ EXT.	-3.3	t
---------------------------------	-------------	---

Preesfuerzo $t=\infty$ LUZ CENTRAL	115.1	t
Perdidas totales + diferidas	35.0	%

FUERZA DE PREESFUERZO DURANTE LA TRANSFERENCIA ($t=0$)	241.95	t
--	---------------	---

Esfuerzo admisible a compresión	$0.55 \cdot f'_{ci}$	1732.5	t/m ²
σ_i	OK	-793.083	t/m ²

5.4.1.6. Trayectoria de Cable de preesfuerzo

Para determinar la trayectoria de los cables de preesfuerzo se utilizó la metodología establecida en (6). Los materiales utilizados en el diseño del preesfuerzo con los presentados en la **Tabla 7**

Con la fuerza de preesfuerzo se predimensiona el diámetro de los torones, la cantidad de torones y el número de cables necesarios para que la viga cumpla con los esfuerzos mínimos establecidos en el CCDSP-95 durante el tiempo de transferencia y la epata de servicio.

Tabla 50. Fuerza de Tensionamiento – # de torones – Puesto 3

FUERZA DE PREESFUERZO		
Fuerza de Preesfuerzo M max (CL)	242	t

DETERMINACIÓN # DE TORONES		
f Toron	1/2	Pulg
Asp	0.987	cm ²
0.8fpy	12800	Kg/cm ²
Area Acero (Asp)	18.90	cm ²
# de Torones	19.15	Unidad

FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 1		
TORONES/CABLE	7	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.74	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	265.3	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Luz	88.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	96.75	t

FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 2		
TORONES/CABLE	7	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.86	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	265.3	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Luz	88.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	95.35	t

FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 3		
TORONES/CABLE	7	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.86	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	265.3	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Luz	88.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	93.96	t

Según los datos suministrados en la **Tabla 50**, para cumplir con los requisitos mínimos establecidos en el CCDSP-95 en cuanto a esfuerzos, es necesario que en cada viga se utilicen 3 cables con 7 torones de 5/8" cada uno, la trayectoria se los cables se muestran en la **Figura 105**, **Figura 106** Y **Figura 107**.

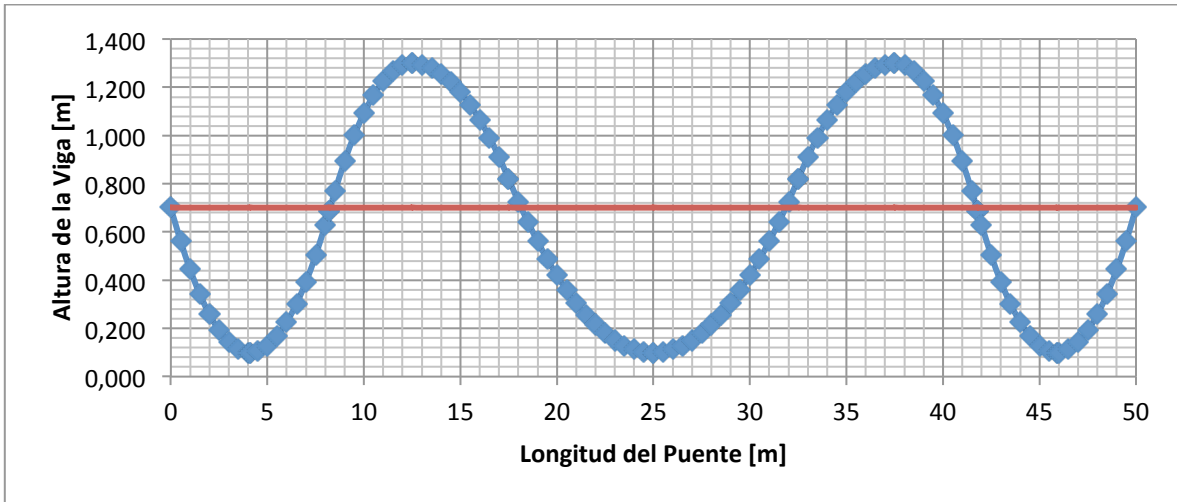


Figura 105. Trayectoria cable 1 – Puente 3

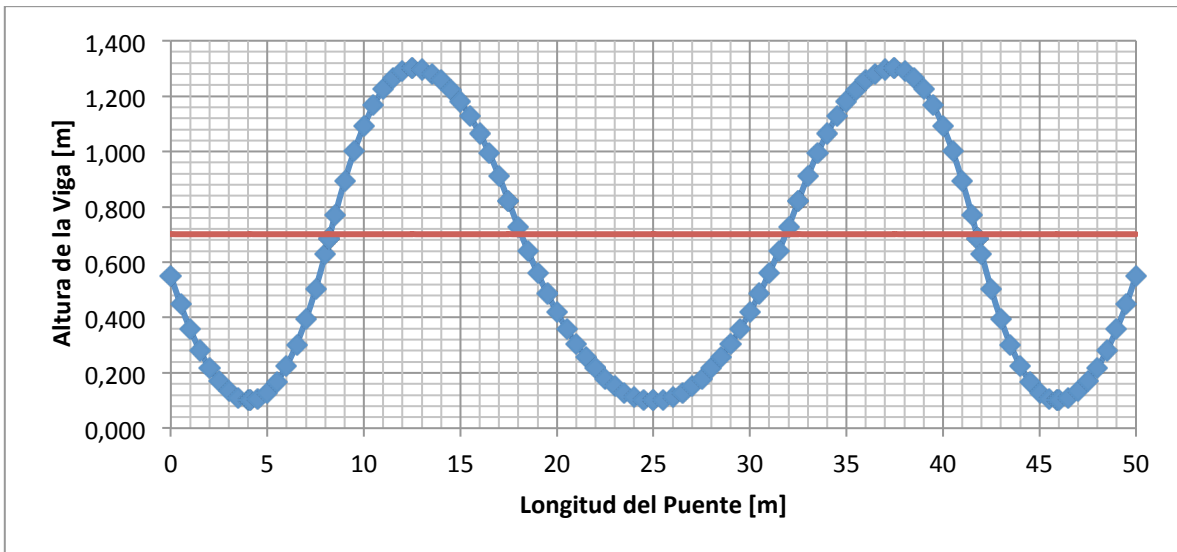


Figura 106. Trayectoria cable 2 – Puente 3

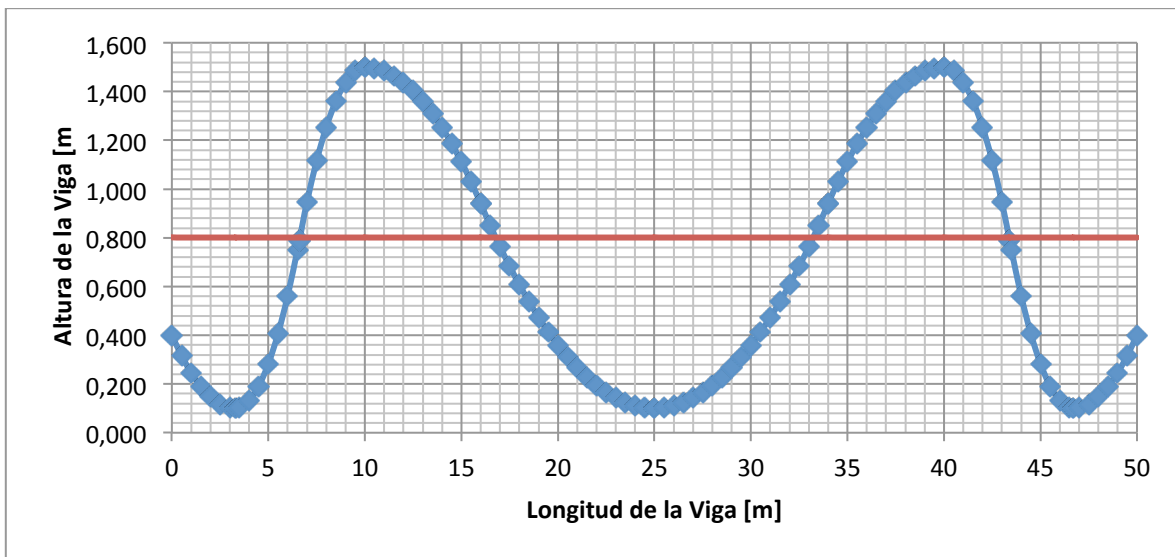


Figura 107. Trayectoria cable 3 – Puente 3

5.4.1.7. Verificación de esfuerzo $t=0$ (Transferencia):

La verificación de esfuerzos durante la transferencia se hace con los siguientes casos de carga:

- Peso propio de la sección simple
- Fuerza de Tensionamiento

Según el CCDSP-95 en el numeral A.7.8.2 el esfuerzo admisible a compresión en el concreto durante la transferencia es $0.55 f'_{ci}$. Esfuerzos admisibles a tracción durante la transferencia no se especifican. En la **Tabla 9** se especifican los esfuerzos admisibles a compresión y a tracción durante la etapa de transferencia y la etapa de servicio.

La **Tabla 51** resume el cálculo del momento por carga muerta debido al peso de la sección simple y el momento debido al preesfuerzo en la viga continua calculado según se mencionó anteriormente. Así mismo se presenta en cada metro de la longitud de la viga la verificación de esfuerzos tanto en la fibra inferior como en la fibra superior, teniendo en cuenta que los esfuerzos de compresión son negativos y los esfuerzos a tracción positivos.

Tabla 51. Verificación de esfuerzos durante la transferencia.

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12.5	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
MD(t-m)	0	3.056	4.659	4.811	3.511	0.758	-3.45	-9.1	-16.2	-24.8	-34.8	-46.2	-59.2	-66.2	-57.3	-40.6	-25.3	-11.5	0.8065	11.696	21.13	29.12	35.65	40.74	44.37	46.54	47.27	
ΣP	-286	-282	-279	-275	-271	-267	-263	-258	-254	-250	-246	-242	-239	-237	-235	-233	-231	-228	-226.1	-224.1	-222	-221	-219	-217	-216	-214	-212.4	
ΣMp	-42.5	-96.6	-134	-156	-163	-152	-124	-78.8	-17.2	49.02	97.45	128.3	142.2	143.1	141.3	130.9	111.9	84.47	48.904	7.2575	-29.8	-60.6	-85.4	-104	-117	-125	-126.3	
σ_s	-263	-3.94	180.3	293.3	338.2	308.6	197	7.744	-255	-533	-717	-806	-805	-772	-805	-832	-810	-738	-619.5	-464.1	-325	-209	-116	-45.3	3.739	31.88	39.69	
σ_i	-684	-931	-1103	-1204	-1237	-1193	-1067	-863	-586	-293	-96	6.324	17.83	-9.28	27.65	63	48.13	-15.6	-127	-276.3	-410	-521	-609	-674	-718	-741	-743	
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.4.1.8. Verificación de esfuerzo $t=\infty$ (Etapa de servicio):

La verificación de esfuerzos en etapa de servicio se hace con los siguientes casos de carga:

- a) Peso propio de la viga
- b) Peso propio de la losa
- c) Peso propio de la carpeta asfáltica
- d) Peso propio de barandas
- e) Peso propio de andén
- f) Carga viva
- g) Fuerza de Tensionamiento

La **Tabla 52** resume los momentos generados en la etapa de servicio, debidos a cargas muertas, carga viva y momento hiperestático debido a que la viga es continua. Así mismo se presenta los esfuerzos generados tanto en la fibra inferior como en la fibra superior cada metro a lo largo de toda la longitud de la viga.

Tabla 52. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio.

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12.5	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
MD(t-m)	0	7.096	10.82	11.17	8.153	1.761	-8	-21.1	-37.6	-57.5	-80.8	-107	-137	-154	-133	-94.2	-58.8	-26.8	1.8729	27.163	49.08	67.63	82.8	94.6	103	108.09	109.8	
M[L+I+fr]	0	24.29	42.49	54.84	61.66	69.22	70.01	67.12	58.29	46.63	27.93	5.51	-19.8	-15.1	-15.1	1.16	19.12	37.21	58.893	75.473	90.72	104.2	115.5	93.28	99.24	103.24	105.1	
ΣP	-327	-323	-318	-314	-310	-305	-300	-295	-290	-286	-281	-277	-273	-270	-269	-266	-264	-261	-258.4	-256.1	-254	-252	-250	-248	-246	-244.6	-242.8	
ΣMp	-48.6	-110	-153	-178	-186	-174	-142	-90	-19.6	56.02	111.4	146.6	162.5	163.6	161.5	149.6	127.9	96.53	55.891	8.2943	-34	-69.3	-97.6	-119	-134	-142.3	-144.3	
σ_s	-219	-161	-120	-94.3	-83.9	-102	-139	-198	-273	-347	-367	-338	-264	-244	-275	-349	-403	-434	-448.6	-436.3	-425	-418	-413	-354	-352	-351.2	-352.2	
σ_i	-469	-568	-635	-672	-681	-633	-550	-425	-268	-115	-65.5	-108	-237	-270	-206	-58.1	51.12	117	152.15	134.97	119.3	110.3	106	0.051	0.206	4.2964	11.26	
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.4.1.9. Pérdidas por fricción y curvatura - penetración de cuña

El numeral 2.2.4 describe la metodología utilizada para el cálculo de las pérdidas por fricción y curvatura y los cálculos referidos a la penetración de cuña o corrimiento del anclaje.

La **Figura 108** muestra el diagrama de pérdidas por fricción y curvatura del cable 1 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 84.78t con una pérdida en el anclaje de 25.8t.

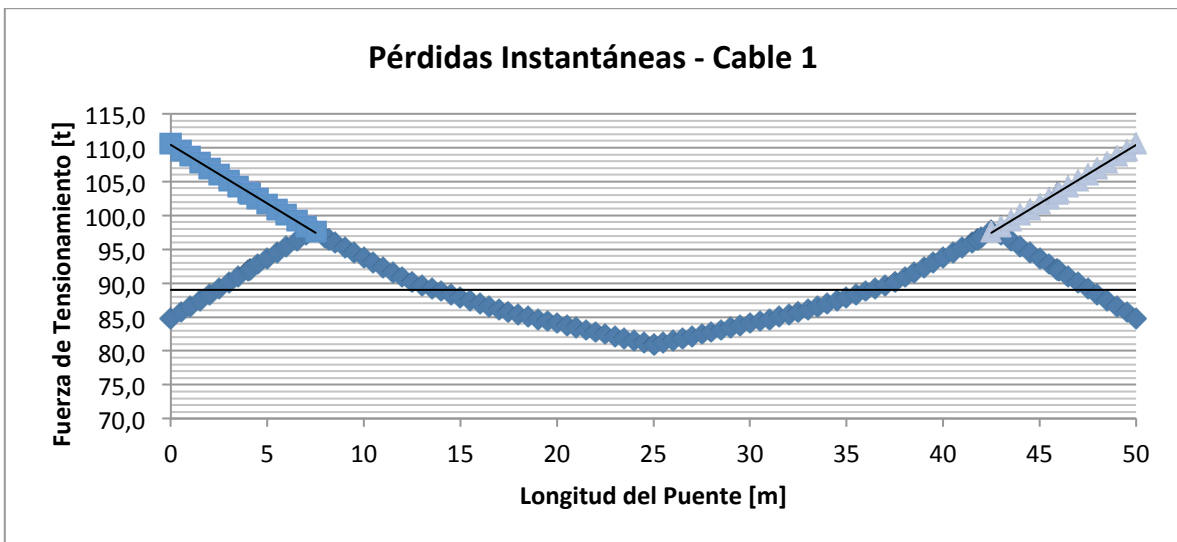


Figura 108. Pérdidas por fricción y curvatura – Cable 1

La **Figura 109** muestra el diagrama de pérdidas por fricción y curvatura del cable 2 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 85.22t con una pérdida en el anclaje de 23.75t.

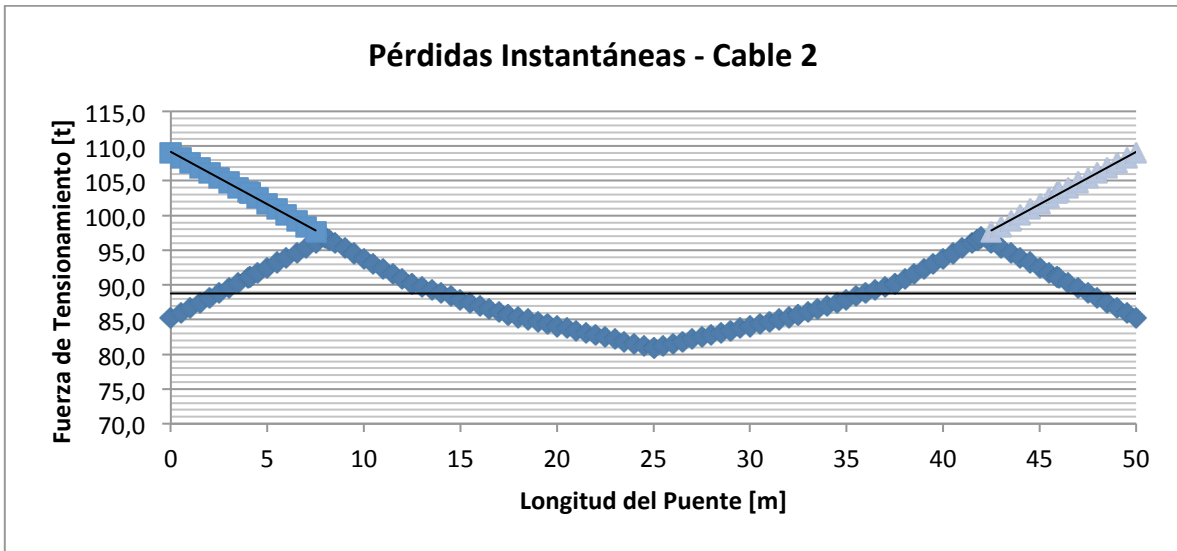


Figura 109. Pérdidas por fricción y curvatura – Cable 2

La **Figura 110** muestra el diagrama de pérdidas por fricción y curvatura del cable 3 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 85.85t con una pérdida en el anclaje de 21.54t.

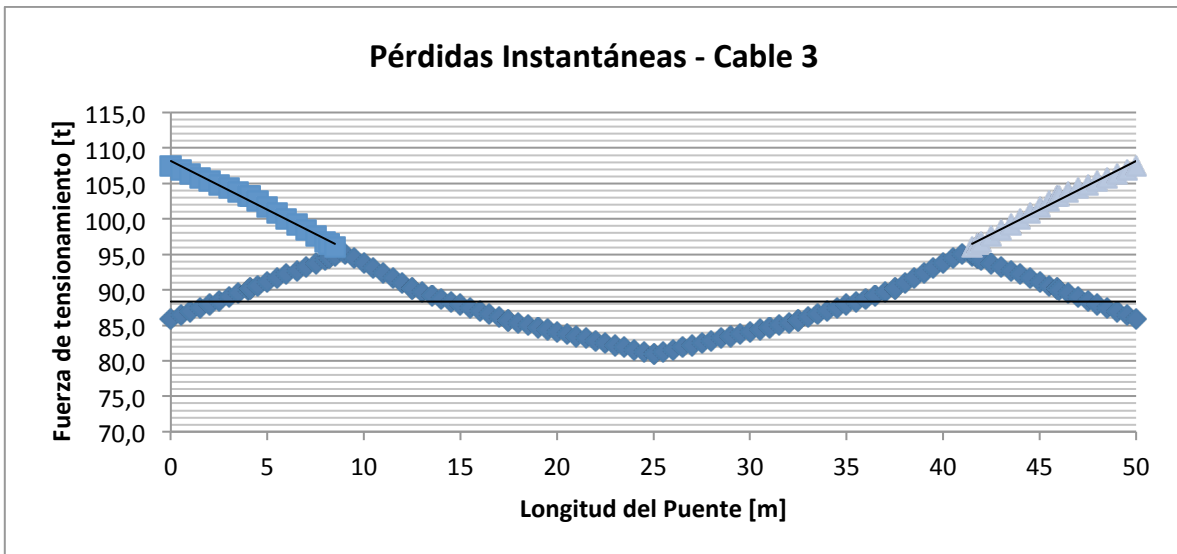


Figura 110. Pérdidas por fricción y curvatura – Cable 3

Se efectuó la verificación de esfuerzos de la sección durante la etapa de servicio teniendo en cuenta las perdidas por penetración de cuña, los casos analizados son los siguientes:

- a) Peso propio de la viga
- b) Peso propio de la losa
- c) Peso propio de la carpeta asfáltica
- d) Peso propio de barandas
- e) Peso propio de andén
- f) Carga viva
- g) Fuerza de Tensionamiento
- h) Perdidas por penetración de cuña

La **Tabla 53** resume los momentos generados en la etapa de servicio, debidos a cargas muertas, carga viva y momento hiperestático debido a que la viga es continua teniendo en cuenta los efectos generados por la penetración de cuña. Así mismo se presenta los esfuerzos generados tanto en la fibra inferior como en la fibra superior cada metro a lo largo de toda la longitud de la viga.

Tabla 53. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio + penetración de cuña

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	12.5	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MD(t-m)	0	3.056	4.659	4.811	3.511	0.758	-3.45	-9.1	-16.2	-24.8	-34.8	-46.2	-59.2	-66.2	-57.3	-40.6	-25.3	-11.5	0.8065	11.696	21.13	29.12	35.65	40.74	44.37	46.54	47.27
M[L+i+fr]	0	24.29	42.49	54.84	61.66	69.22	70.01	67.12	58.29	46.63	27.93	5.51	-19.8	-15.1	1.16	19.12	37.21	58.89	75.473	90.719	104.2	115.5	93.28	99.24	103.2	105.1	103.2
ΣP	-256	-260	-264	-269	-273	-277	-281	-286	-288	-286	-281	-277	-273	-270	-269	-266	-264	-261	-258.4	-256.1	-254	-252	-250	-248	-246	-245	-242.8
ΣMP	-38.5	-89.3	-128	-153	-164	-159	-134	-87.8	-20.2	55.11	110.4	145.5	161.4	162.4	160.3	148.4	126.7	95.31	54.669	7.0722	-35.3	-70.5	-98.8	-120	-135	-144	-145.5
σ_s	-232	-124	-39.3	15.96	37.01	-19.6	-134	-325	-584	-853	-977	-976	-858	-848	-960	-1068	-1121	-1137	-1075	-964.8	-865	-783	-563	-508	-469	-445	-425.8
σ_i	-614	-737	-836	-905	-941	-898	-798	-620	-367	-90.3	48.63	62.01	-41.5	-44.8	71.89	189.6	251.5	276.4	222.62	119.94	26.75	-49.1	-264	-313	-346	-364	-376.6
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.4.1.10. Pérdidas Diferidas:

Según el CCDSP-95 (5), las pérdidas diferidas de fuerza de preesfuerzo se calculan de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\Delta f_s = SH + ES + CRc + CRs$$

Tabla 54. Resumen de Pérdidas Diferidas

RESUMEN DE PERDIDAS		
PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO [ES]	271.7	kg/cm2
PERDIDAS POR RETRACCIÓN DE FRAGUADO [SH]	322.0	kg/cm2
PERDIDAS POR FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO [CRc]	460.4	kg/cm2
PERDIDAS POR RELAJACIÓN DEL ACERO DE PREESFORZADO (CRs)	283.7	kg/cm2
TOTAL	1337.8	kg/cm2

Tabla 55. Porcentaje de pérdidas Diferidas referido a un cable

Preesfuerzo en el Centro de la luz Cable 1	101.07	t
# De torones	8	unidad
Diametro toron	0.987	cm2
Perdida de preesfuerzo CABLE 1	10.56	t
Fuerza en el Centro de la luz para t=0	90.51	t
Porcentaje de Perdidas	10.45	%

5.5. Diseño del concreto reforzado

Para el diseño de los demás elementos estructurales del puente se utilizó el programa SAP2000 en el cual se plasmó la geometría del puente tanto en superestructura como en infraestructura y se cargaron los elementos estructurales con sus respectivas cargas vigas y muertas.

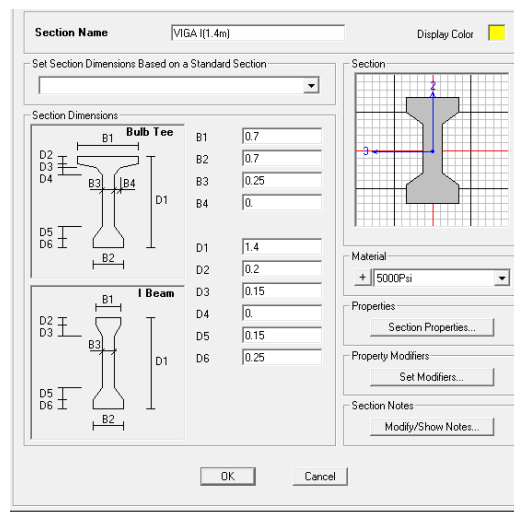
5.5.1. Datos de entrada

En el programa SAP200 se definió la geometría del puente, los materiales de los elementos estructurales y las cargas actuantes sobre la estructura. Para el análisis se utilizaron las combinaciones de carga descritas en la **Tabla 2**, el camión de diseño presentado en la **Figura 7** y el espectro de diseño de aceleraciones calculado de acuerdo al CCDSP-95 (5) para un puente ubicado en la Ciudad de Bogotá.

5.5.1.1. Sección transversal de la viga

Las características de la sección transversal de la viga se presentan en la **Tabla 56**, en ella se define también el tipo de material.

Tabla 56. Sección transversal Viga – Puentes 3



5.5.1.2. Espectro de aceleraciones

Para la construcción del espectro de aceleraciones se siguió los requisitos establecidos en el CCDSP-95 (5), teniendo en cuenta el grupo de importancia del puente, perfil del suelo y ubicación del puente. En la **Tabla 18** se describen los resultados obtenidos.

Con los parámetros calculados en la **Tabla 18** se construye el espectro elástico de aceleraciones el cual es cargado en el programa SAP 2000 en la opción "Response

Spectrum". La **Figura 37** muestra la grafica del Espectro de aceleraciones calculado según el CCDSP-95 y la **Figura 38** muestra el espectro con el cual fue cargado el programa SAP 2000.

5.5.1.3. Cargas sobre la Estructura – SAP 2000

Para terminar de simular adecuadamente el puente, además de la geometría y los parámetros sísmicos se carga la estructura con los siguientes casos de carga:

- Carga Muerta (Pesos propio de los elementos estructurales)
- Carga Viva (Carga del camión C40-95)
- Cargas Sobreimpuestas (Carga de baranda, carpeta asfáltica y andenes)

5.5.2. Diseño de Losa:

El diseño de la losa se realizó mediante el método de la resistencia última descrito en (10) para el diseño a flexión y a corte del elemento estructural.

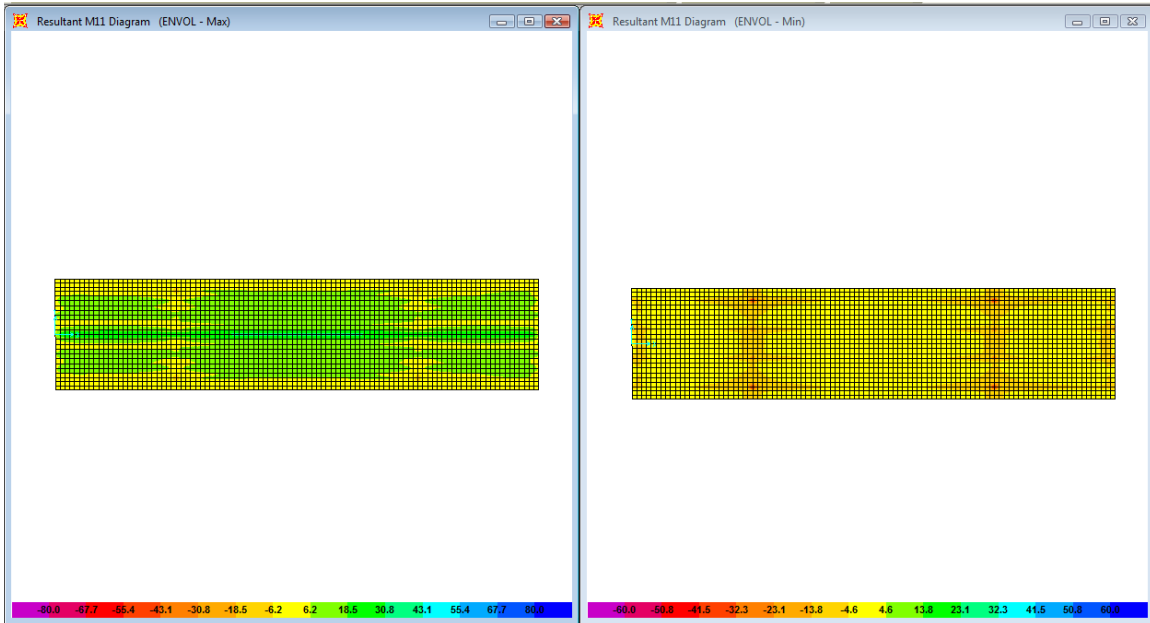


Figura 111. Momento M11 Max – Min

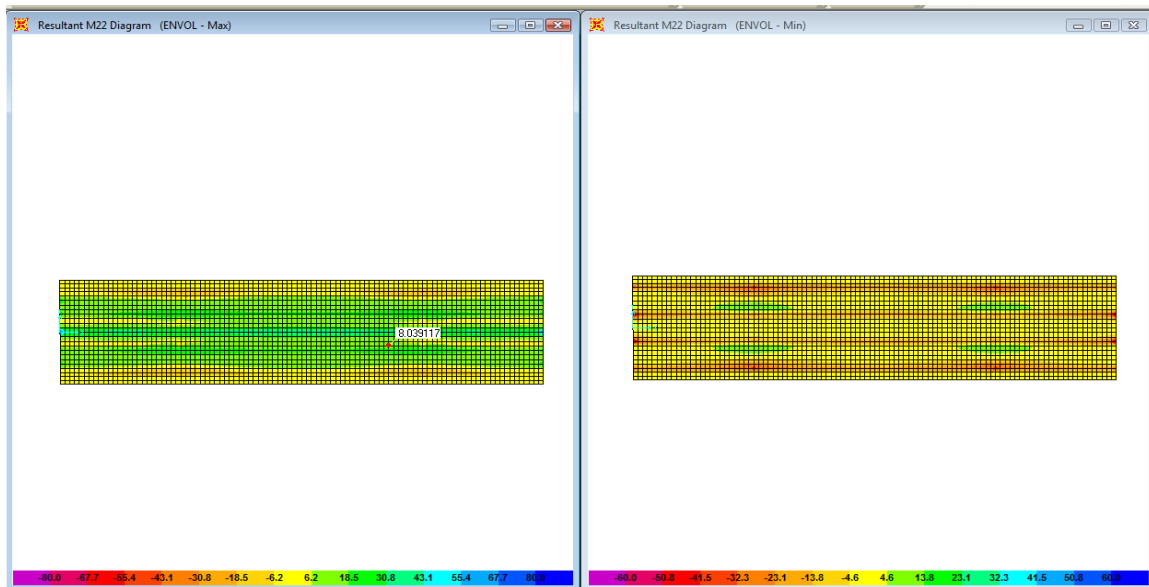


Figura 112. Momento M22 Max - Min

Tabla 57. Diseño a flexión – Losa

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO		PUENTE LUCES (12.5m - 25m - 12.5m)					Cuantías					
TITULO		DISEÑO REFUERZO LOSA					P mínimo $\sqrt{f_c/4f_y}$ 0.00273421 P mínimo $1,4/f_y$ 0.003333 Valor adoptado A_s mínimo $\rho b d$ 5.000 cm^2 P máximo 0.01601 $(0.75)^3 \cdot 0.7225 \cdot (f_c/f_y)^3 \cdot (600/600+f_y)$					
		MOMENTOS MAXIMOS										
MATERIALES			ELEMENTO - GEOMETRÍA				Coeficientes de reducción de resistencia					
Concreto	f_c	21.1	MPa	Espesor del recubrimiento		0.050	m					
Acero	f_y	420	MPa	Altura del elemento (h)		0.20	m	Flexión	ϕ	0.9		
Ancho del elemento (b)		1.00	m	Altura (d)		0.15	m	Corte	ϕ	0.75		
REFUERZO INFERIOR												
Diseño a flexión												
SHELL No.	Mu	Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	P	As (colocada)	pcolocada < ρ_{max} ?	
		b	d			No.	Cantidad					
4651	35	1.0	0.15	0.00434	6.50	4	5	No. 4 @20cm	0.00434	6.50	ok	M11 MAX
3245	3	1.0	0.15	0.00035	0.71	3	1	No. 3 @101cm	0.00047	0.71	ok	M11 MAX
3147	-7	1.0	0.15	0.00083	1.66	3	2	No. 3 @43cm	0.00111	1.66	ok	M11 MIN
3228	-33	1.0	0.15	0.00407	6.11	4	5	No. 4 @22cm	0.00407	6.11	ok	M11 MIN
2708	44	1.0	0.15	0.00553	8.30	4	6	No. 4 @16cm	0.00553	8.30	ok	M22 MAX
4047	34	1.0	0.15	0.00420	6.31	3	9	No. 3 @12cm	0.00420	6.31	ok	M22 MAX
4643	-22	1.0	0.15	0.00267	5.33	3	8	No. 3 @14cm	0.00355	5.33	ok	M22 MIN
4043	-54	1.0	0.15	0.00691	10.36	4	8	No. 4 @13cm	0.00691	10.36	ok	M22 MIN

Tabla 58. Diseño a corte - Losa

V13

Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu	ϕV_c	Vc > Vu	$\phi v_s = Vu - \phi V_c$	Flejes	Av	s req (cm) =	s máx (d/2)	s mín (cm) =	Separación	Usar:	Vs max = $\phi 2/3 \sqrt{f_c} b' d$	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	A usar	fleje	$Av \cdot \phi F_y \cdot d / (Vu - \phi V_c)$	cm	($Av \cdot 3f_y$)/b	S				
4115	77.00	87.85	CUMPLE	NO REQUIERE FLEJES	No.	(mm^2)				(mm)				
4651	57.00	87.85	CUMPLE	NO REQUIERE FLEJES	No.	(mm^2)				(mm)				

V23

Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu	ϕV_c	Vc > Vu	$\phi v_s = Vu - \phi V_c$	Flejes	Av	s req (cm) =	s máx (d/2)	s mín (cm) =	Separación	Usar:	Vs max = $\phi 2/3 \sqrt{f_c} b' d$	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	A usar	fleje	$Av \cdot \phi F_y \cdot d / (Vu - \phi V_c)$	cm	($Av \cdot 3f_y$)/b	S				
5825	84.00	87.85	CUMPLE	USAR FLEJES MINIMOS	No.	(mm^2)				(mm)				
4619	46.00	87.85	CUMPLE	USAR FLEJES MINIMOS	No.	(mm^2)				(mm)				

5.5.3. Diseño Viga Cabezal:

La **Figura 113** y **Figura 114** muestran el diagrama de momento flector y de fuerza cortante para la envolvente de combinación de cargas, el diseño a flexión y corte de la viga se presenta en la **Tabla 59** y **Tabla 60** respectivamente.

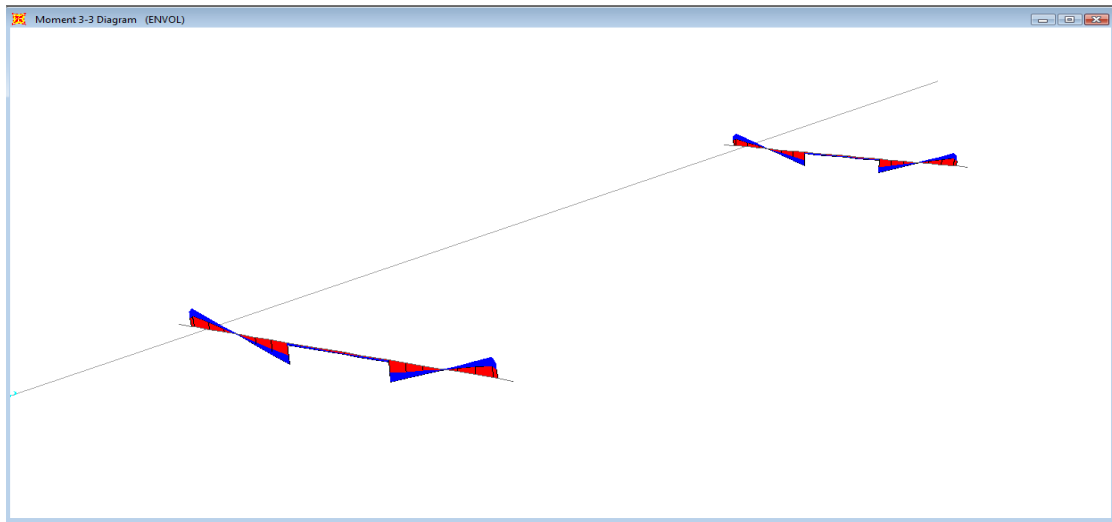


Figura 113. Diagrama de Momento Flector

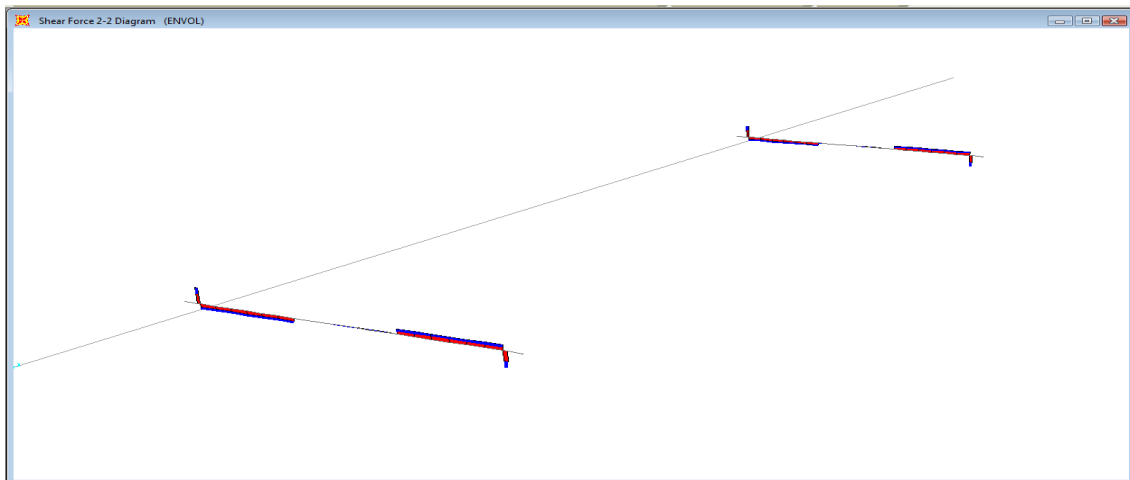


Figura 114. Diagrama de fuerza cortante

Tabla 59. Diseño a flexión – Viga Cabezal

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO		PUENTE LUCES (12.5m - 25m -12.5m)					Cuantías					
TITULO		DISEÑO REFUERZO ZAPATA					P mínimo $\sqrt{f_c}/4f_y$ 0.00273421 P mínimo $1,4/f_y$ 0.003333 Valor adoptado As mínimo $\rho b d$ 20.000 cm^2 P máximo 0.01601 $(0,75)*0,7225*(f_c/f_y)*(600/600+f_y)$					
MOMENTOS MAXIMOS												
MATERIALES			ELEMENTO - GEOMETRÍA			Coeficientes de reducción de resistencia						
Concreto	f_c	21.1	MPa	Espesor del recubrimiento	0.050	m						
Acero	f_y	420	MPa	Altura del elemento (h)	0.80	m	Flexión	ϕ			0.9	
Ancho del elemento (b)		0.80	m	Altura (d)	0.75	m	Corte	ϕ			0.75	
REFUERZO INFERIOR												
SHELL No.	Mu (kN-m)	Diseño a flexión										
		Sección		ρ	As (requerida) (cm^2)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ colocada	As (colocada) (cm^2)	ρ colocada < ρ_{max} ?	
		b (m)	d (m)			No.	Cantidad					
IZQUIERDO	-849	0.8	0.75	0.00532	31.94	7	8	No. 7 @10cm	0.00532	31.94	ok	SUPERIOR
IZQUIERDO	74	0.8	0.75	0.00044	3.49	5	6	No. 5 @14cm	0.00199	11.94	ok	INFEIOR
CENTRO	-22	0.8	0.75	0.00013	1.03	5	6	No. 5 @14cm	0.00199	11.94	ok	SUPERIOR
CENTRO	910	0.8	0.75	0.00573	34.41	7	9	No. 7 @9cm	0.00573	34.41	ok	INFEIOR
DERECHA	-896	0.8	0.75	0.00564	33.84	7	9	No. 7 @10cm	0.00564	33.84	ok	SUPERIOR
DERECHA	74	0.8	0.75	0.00044	3.49	5	6	No. 5 @14cm	0.00199	11.94	ok	INFEIOR

Tabla 60. Diseño a Corte – Viga Cabezal

DISEÑO A CORTANTE														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	V_u	ϕV_c	$V_c > V_u$	$\phi v_s = V_u - \phi V_c$	Flejes A usar	A_v fleje	s req (cm) = $A_v \phi F_y d / (V_u - \phi V_c)$	s máx (d/2) cm	s mín (cm) = $(A_v \phi 3f_y) / b$	Separación S (mm)	Usar:	V_s max = $\phi 2/3 \sqrt{f_c} b' d$	V_s (Av colocado)	$V_s < V_{smax}$?
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm ²)								
IZQUIERDA	727.00	351.40	NO	375.60	4	129.00	16.2	37.5	40.64	16.2	Flejes No.4 @ 18 cm	1378.04	216.72	ok
DERECHA	727.00	351.40	NO	375.60	4	129.00	16.2	37.5	40.64	16.2	Flejes No.4 @ 18 cm	1378.04	216.72	ok

5.5.4. Diseño columnas apoyo central:

Para el diseño de la pila central se dibujaron las curvas de interacción para diferentes configuraciones de sección y refuerzo. La **Tabla 23** muestra las configuraciones seleccionadas de la pila con la cual resistirá las cargas provenientes de la superestructura durante su vida útil. La convención del diagrama de interacción es compresiones en el eje superior y tracciones en el eje inferior.

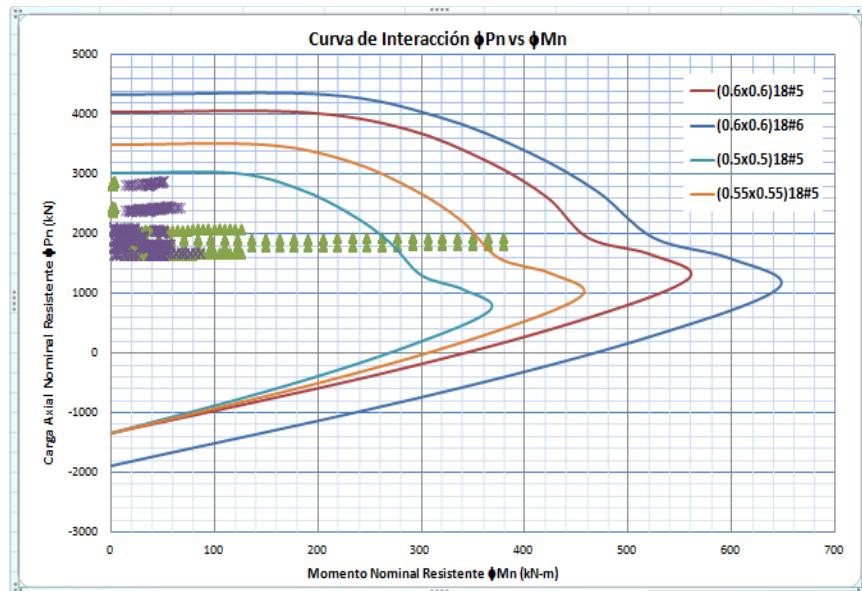


Figura 115. Diagrama de Interacción – Pila central puente 3

5.5.5. Diseño Pilotes Pila Central:

El diseño de los pilotes al igual que el diseño de la pila central fue a flexocompresión, en las solicitaciones de carga que muestra la **Figura 116** se aprecia que el pilote está sometido a cargas axiales muy bajas, pero tienen momentos altos que gobiernan el diseño.

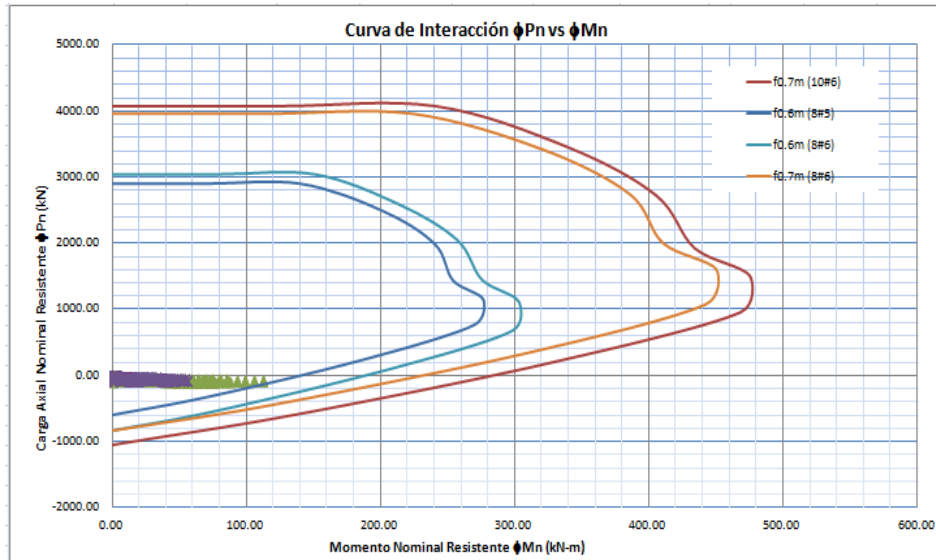


Figura 116. Diagrama de Interacción – Pilotes puente 3

5.5.6. Diseño de la zapata:

El método de diseño de la zapata es a flexión y a corte, en las siguientes figuras se muestran las sollicitaciones de la zapata debido a las cargas que provienen de las pilas y la superestructura.

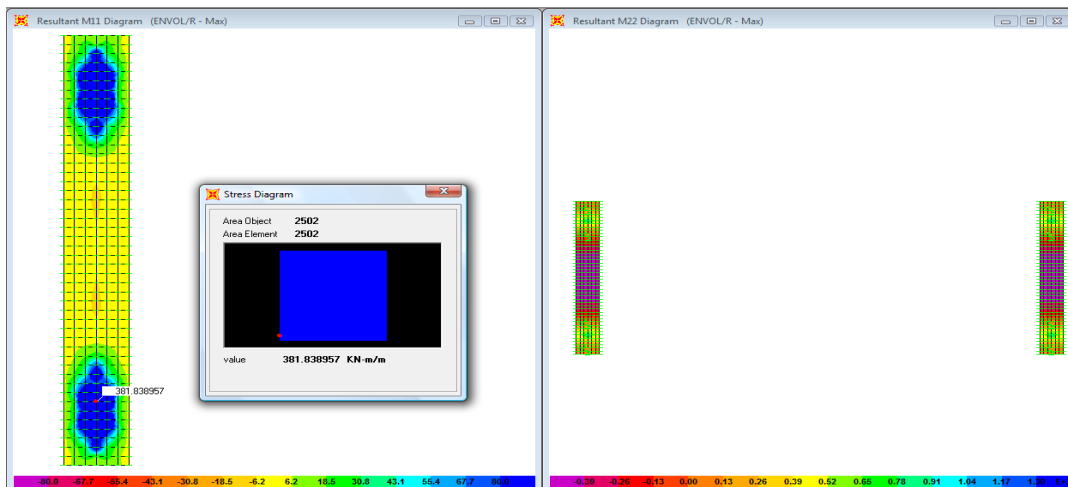


Figura 117. Momentos M11 Max y M22 Max

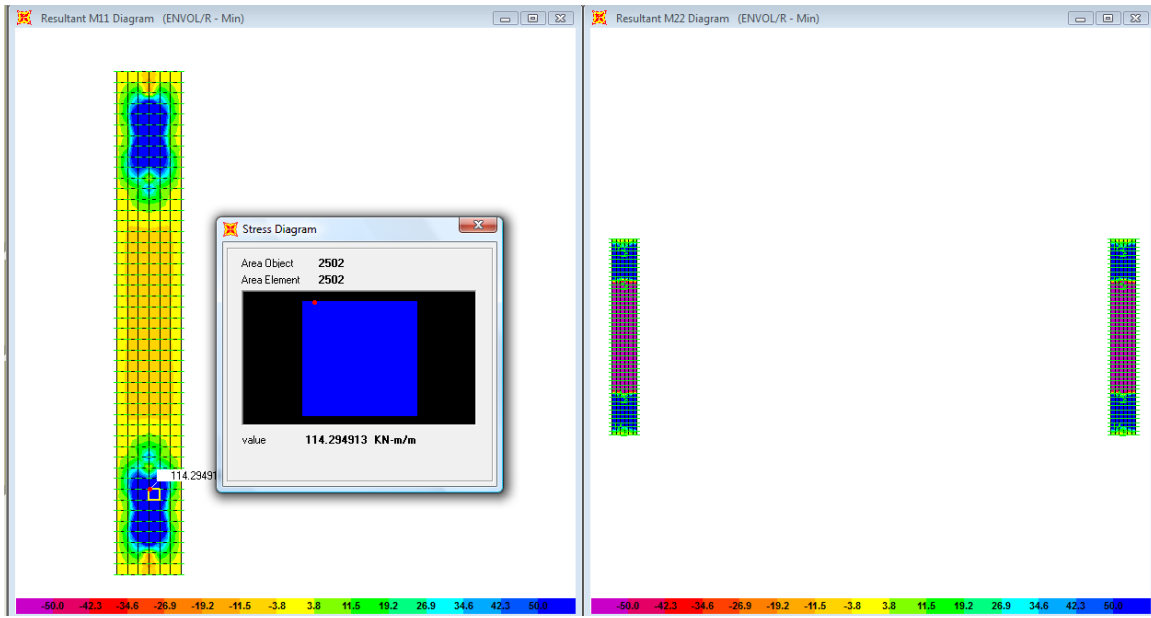


Figura 118. Momentos M11 min y M22 min

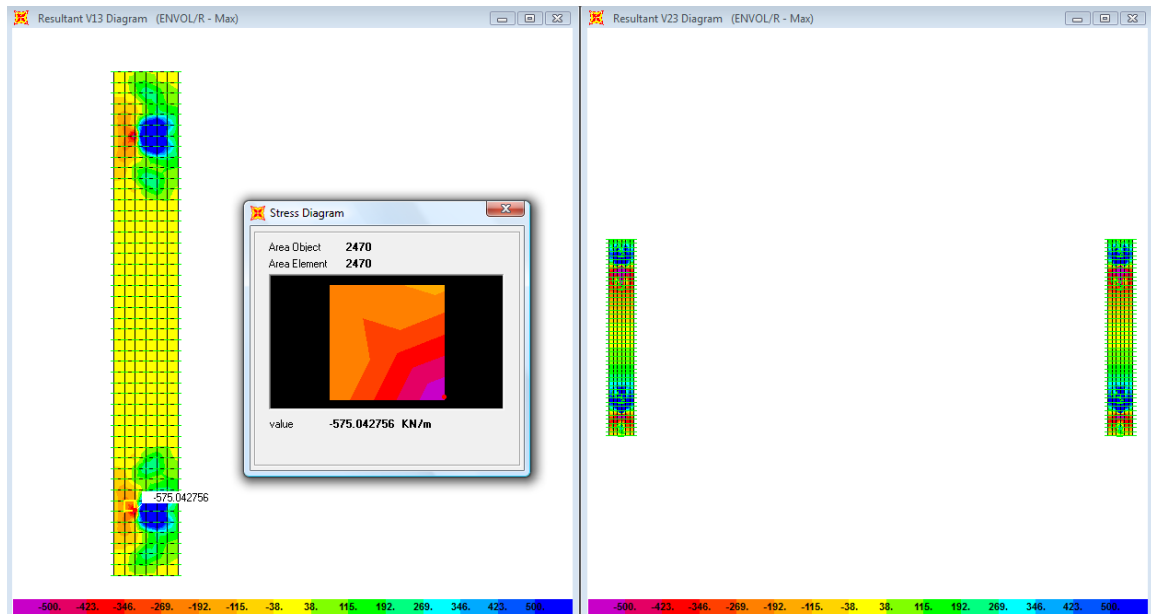


Figura 119. Fuerza Cortante

Tabla 61. Diseño a flexión - Zapata

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO	PUENTE LUCES (10-30-10)					Cuantías						
TITULO	DISEÑO REFUERZO ZAPATA					ρ mínimo	$\sqrt{f_c}/4f_y$	0.00273421	Valor adoptado			
						ρ mínimo	$1,4/f_y$	0.001800				
						AS mínimo	$\rho b d$	16.740	cm ²			
						ρ máximo		0.01601				
						$(0,75)*0,7225*(f_c/f_y)*(600/600+f_y)$						
MATERIALES												
Concreto	f_c	21.1	MPa	ELEMENTO - GEOMETRÍA			Coeficientes de reducción de resistencia					
Acero	f_y	420	MPa	Espesor del recubrimiento			0.070	m				
Ancho del elemento (b)	1.00	m		Altura del elemento (h)			1.00	Flexión		0.9		
				Altura (d)			0.93	Corte		0.75		
REFUERZO INFERIOR												
Diseño a flexión												
SHELL No.	Mu	Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ	As (colocada)	ρ colocada < ρ max?	
		b	d			No.	Cantidad					colocada
	(kN-m)	m	m	requerida	(cm ²)							
2439	383	1.0	0.93	0.00119	14.69	6	5	No. 6 @20cm	0.00158	14.69	ok	M11 MAX
2430	188	1.0	0.93	0.00058	7.16	5	4	No. 5 @28cm	0.00077	7.16	ok	M11 MIN
2509	624	1.0	0.93	0.00195	18.17	6	6	No. 6 @16cm	0.00195	18.17	ok	M22 MAX
2346	515	1.0	0.93	0.00161	19.86	5	10	No. 5 @11cm	0.00214	19.86	ok	M22 MIN

Tabla 62. Diseño a cortante - Zapata

DISEÑO A CORTANTE - V13														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu (kN)	ϕV_c (kN)	$V_c > V_u$ CUMPLE??	$\phi v_s = V_u - \phi V_c$ (kN)	Flejes A usar	Av fleje	s_{req} (cm)	$s_{m\acute{a}x}$ (d/2) cm	$s_{m\acute{i}n}$ (cm) = $(A_v \phi F_y) / b$	Separación S (mm)	Usar:	$V_s \max = \phi 2/3 \sqrt{f_c} b' d$	V_s (Av colocado)	$V_s < V_{smax}?$
					No.	(mm ²)	$A_v \phi F_y d'$	cm	cm	(mm)				
2430	829.00	544.67	NO	284.33	5	199.00	82.0	46.5	50.15	46.5	Flejes No 5 @ 48 cm	2135.97	167.16	ok
2511	845.00	544.67	NO	300.33	5	199.00	77.6	46.5	50.15	46.5	Flejes No 5 @ 48 cm	2135.97	167.16	ok
DISEÑO A CORTANTE - V23														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu (kN)	ϕV_c (kN)	$V_c > V_u$ CUMPLE??	$\phi v_s = V_u - \phi V_c$ (kN)	Flejes A usar	Av fleje	s_{req} (cm)	$s_{m\acute{a}x}$ (d/2) cm	$s_{m\acute{i}n}$ (cm) = $(A_v \phi F_y) / b$	Separación S (mm)	Usar:	$V_s \max = \phi 2/3 \sqrt{f_c} b' d$	V_s (Av colocado)	$V_s < V_{smax}?$
					No.	(mm ²)	$A_v \phi F_y d'$	cm	cm	(mm)				
2408	1186.00	544.67	NO	641.33	5	199.00	36.4	46.5	50.15	36.4	Flejes No 5 @ 38 cm	2135.97	167.16	ok
2462	906.00	544.67	NO	361.33										

5.5.7. Diseño de Estribos:

Para el diseño del estribo se realizó un modelo aparte al cual se le transmitió las cargas procedentes de la superestructura a través de las vigas.

Adicional a las cargas procedentes de la superestructura al estribo se le aplicó la carga del empuje de tierras a través del comando "joint patterns" del programa SAP 2000. La **Figura 52**, **Figura 53** y **Figura 54** tienen el modelo 3D, carga de superestructura y empuje de tierras aplicadas al modelo en SAP.

TRABAJO DE GRADO

Las cargas procedentes de la superestructura con la cual se cargo el estribo con las que se muestran en **Tabla 63**

Tabla 63. Cargas procedentes de la superestructura

F1	F2	F3	M1	M2	M3		
KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m		
322.633	169.353	1.55E-14	138.9257	2.378E-14	194.1553	VIGA 1	
104.282	-185.341	-3.329E-14	-141.9895	-2.582E-14	-210.8352		
425.541	303.95	2.634E-14	146.3183	4.073E-14	332.5541	VIGA 2	
116.448	-279.927	-4.623E-14	-179.8495	-4.143E-14	-338.2905		
425.541	279.927	2.824E-14	179.8495	4.143E-14	338.2905	VIGA 3	
116.448	-303.95	-4.224E-14	-146.3183	-4.073E-14	-332.5541		
322.633	185.341	8.44E-15	141.9895	2.582E-14	210.8352	VIGA 4	
104.282	-169.353	-3.015E-14	-138.9257	-2.378E-14	-194.1553		

Tabla 64. Diseño a flexión estribo

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO		PUENTE LUCES (12.5m - 25m -12.5m)				Cuantías						
TITULO		DISEÑO REFUERZO ESTRIBO				P mínimo	$\sqrt{F_c}/4f_y$	0.00273421	Valor adoptado			
		MOMENTOS MAXIMOS				As mínimo	$1.4/f_y$	0.001200	cm ²			
						P máximo	$\rho \cdot b \cdot d$	6.600				
						$(0.75)^2 \cdot 0.7225 \cdot (f_c/f_y) \cdot (600/600+f_y)$						
MATERIALES		ELEMENTO - GEOMETRÍA				Coeficientes de reducción de resistencia						
Concreto	f _c	21.1	MPa	Esesor del recubrimiento	0.050	m	Flexión		ϕ	0.9		
Acero	f _y	420	MPa	Altura del elemento (h)	0.60	m	Corte		ϕ	0.75		
Ancho del elemento (b)		1.00	m	Altura (d)	0.55	m						
REFUERZO INFERIOR												
SHELL No.	Mu	Diseño a flexión										
		Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	P	As (colocada)	pcolocada < ρmax?	
		b	d			No.	Cantidad					
(kN-m)	m	m	requerida	(cm ²)	No.	Cantidad	colocada	(cm ²)				
113	430	1.0	0.55	0.00394	21.68	5	11	No. 5 @10cm	0.00394	21.68	ok	M11 MAX
81	241	1.0	0.55	0.00216	11.89	5	6	No. 5 @17cm	0.00216	11.89	ok	M11 MIN
136	190	1.0	0.55	0.00170	9.32	3	13	No. 3 @8cm	0.00170	9.32	ok	M22 MAX
126	147	1.0	0.55	0.00131	7.18	3	10	No. 3 @10cm	0.00131	7.18	ok	M22 MIN

5.5.8. Diseño Pilotes Estribos:

El diseño de los pilotes fue a flexocompresión, en las sollicitaciones de carga que muestra la **Figura 120** se aprecia que el pilote está sometido a cargas axiales muy bajas, pero tienen momentos altos que gobiernan el diseño.

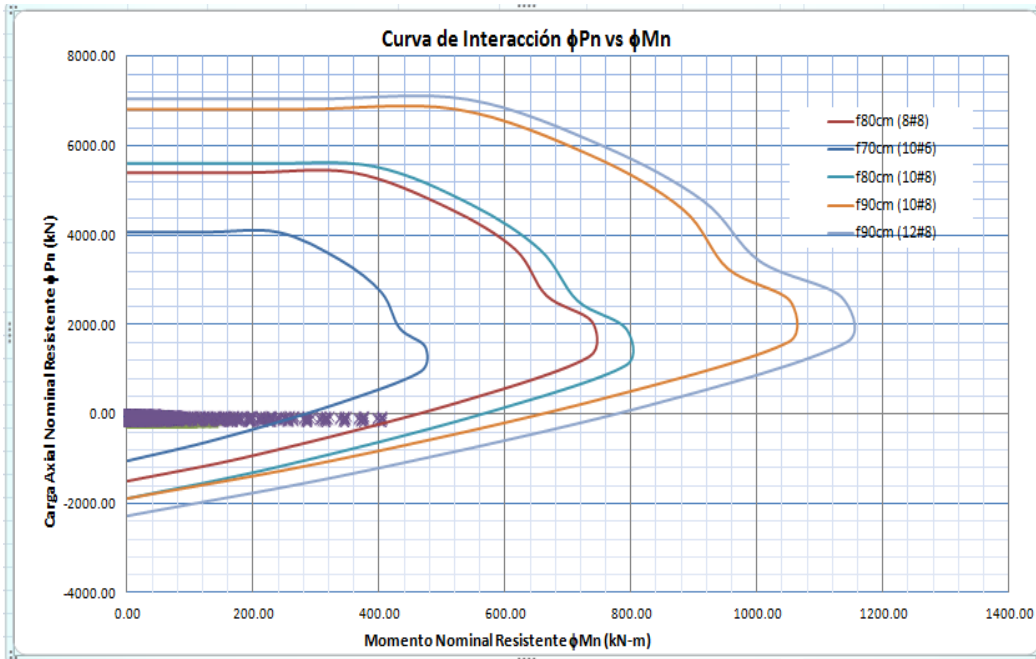


Figura 120. Diagrama de Interacción – Pilotes Estribo puente 3

5.6. Diseño del puente 4:

El puente 4 tiene las constantes y variables estructurales descritas en los numerales 3.1 y 3.2. El puente 4 tiene una longitud de 50m con tres luces, la luz central de 20m y las otras dos luces de 15m cada una. La **Figura 123** muestra el modelo 3D realizado en el programa SAP2000.

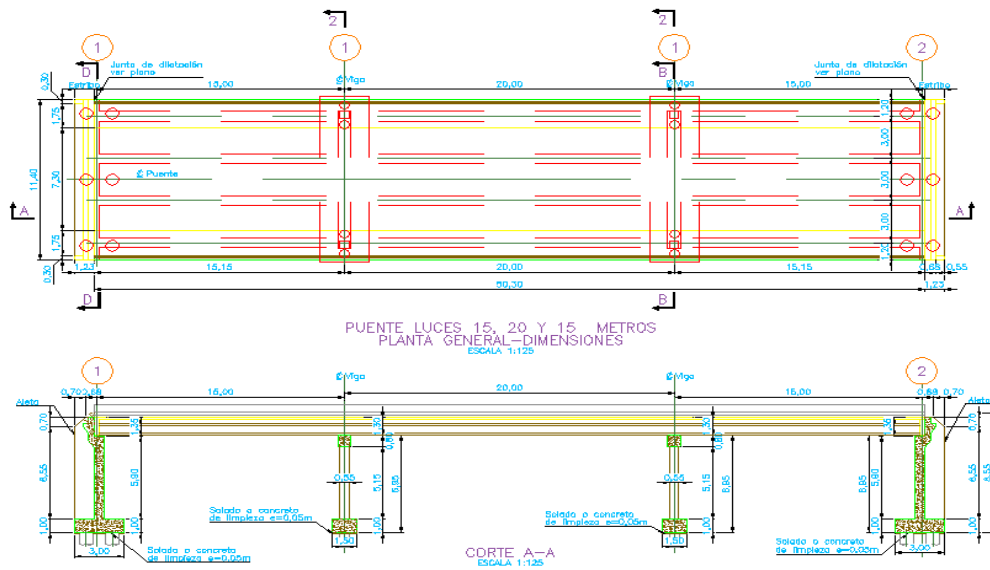


Figura 121. Sección Longitudinal en Planta y Corte – Puente 4

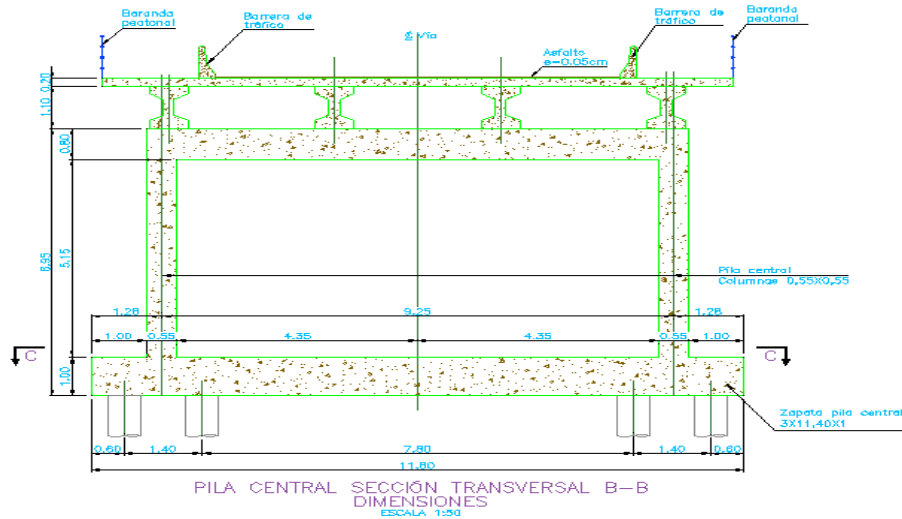


Figura 122. Sección Transversal – Puente 4

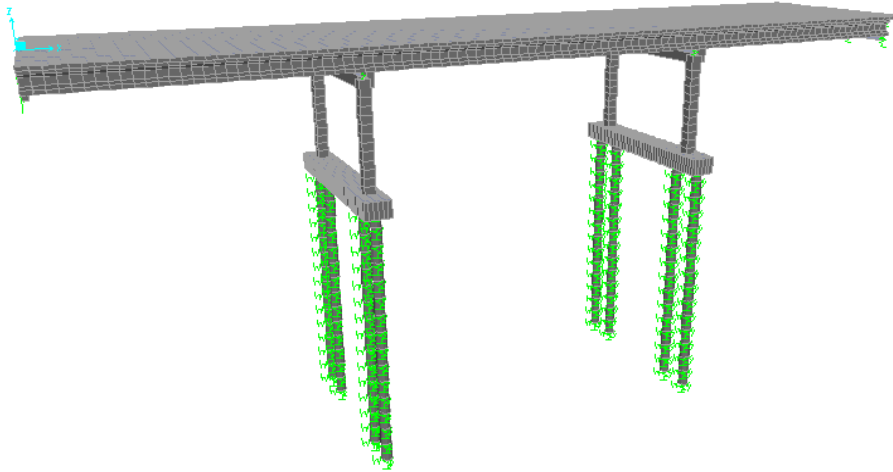


Figura 123. Modelo 3D – Puente 4

5.6.1. Diseño del preesfuerzo

Para el diseño del preesfuerzo se siguió la metodología propuesta en (4) y el mismo procedimiento descrito en el numeral 5.1.1, por ese motivo en la descripción del diseño de este puente se presentaran los resultados más relevantes.

5.6.1.1. Materiales

Los materiales utilizados para el preesfuerzo son los presentados en la **Tabla 3**

5.6.1.2. Avalúo de Cargas Muertas

La **Tabla 65** muestra el predimensionamiento y la dimensión final adoptada para los elementos estructurales de la sección transversal como son el espesor de la losa, altura de vigas y número de vigas correspondiente al puente 4.

Tabla 65. Sección transversal – Puentes 4

S Vigas	3	m	Separación entre Vigas (2.5 A 3.0)
H Losa	0.20	m	Altura de Losa Calculado (0.1+S/30)
H Losa	0.2	m	Altura de Losa Adoptado
H Vigas	1.00	m	Altura de Viga Calculado (L/20)
H Vigas	1.1	m	Altura de Viga Adotado
Número Vigas	4	m	Numero total de vigas en la sección transversal
Espesor Asfalto	0.05	m	Espesor de la Carpeta Asfáltica

Teniendo en cuenta que la sección transversal establecida para las vigas son secciones en I, la **Figura 124** presenta las propiedades geométrías de la sección simple de la viga

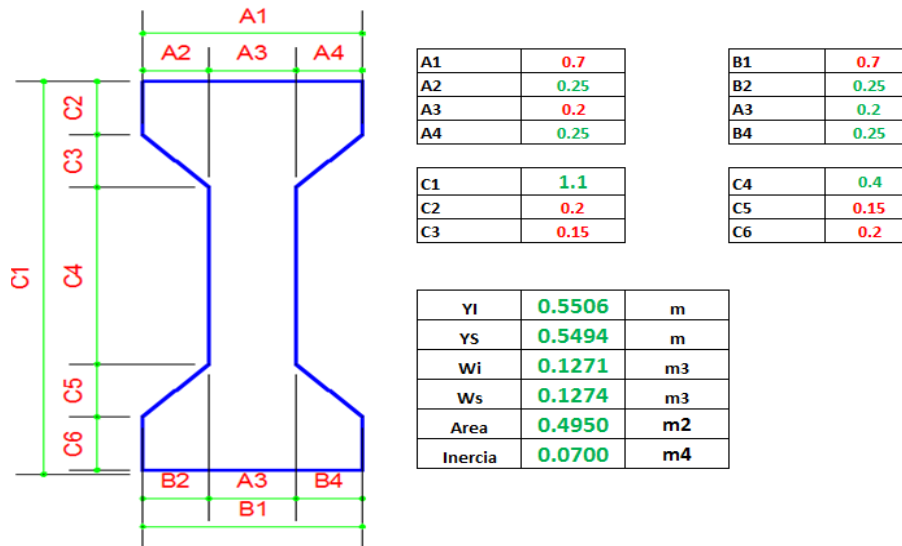


Figura 124. Propiedades geométricas sección transversal - Viga

Utilizando las secciones de viga y losa mostradas anteriormente, el avalúo de cargas para estas dos estructuras calculadas por metro son:

Peso propio de la Viga	1.19	t/m	Peso propio de la viga
Peso Propio de la Losa	1.44	t/m	Peso Propio de la Losa

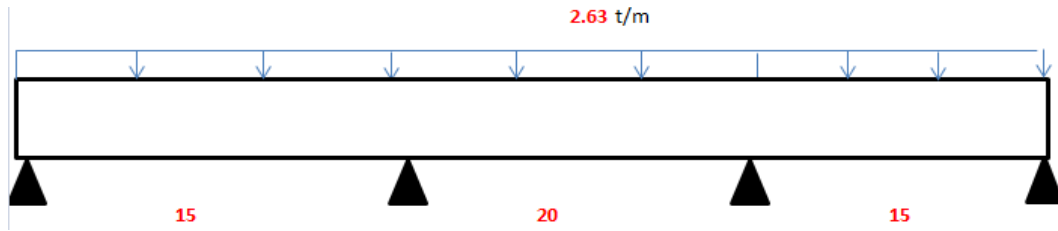


Figura 125. Carga Muerta

Como producto de la carga muerta debido al peso propio de la viga y la losa, en la **Figura 126** y la **Figura 127** se presentan los diagramas de fuerza cortante y momento flector producto de estas cargas.

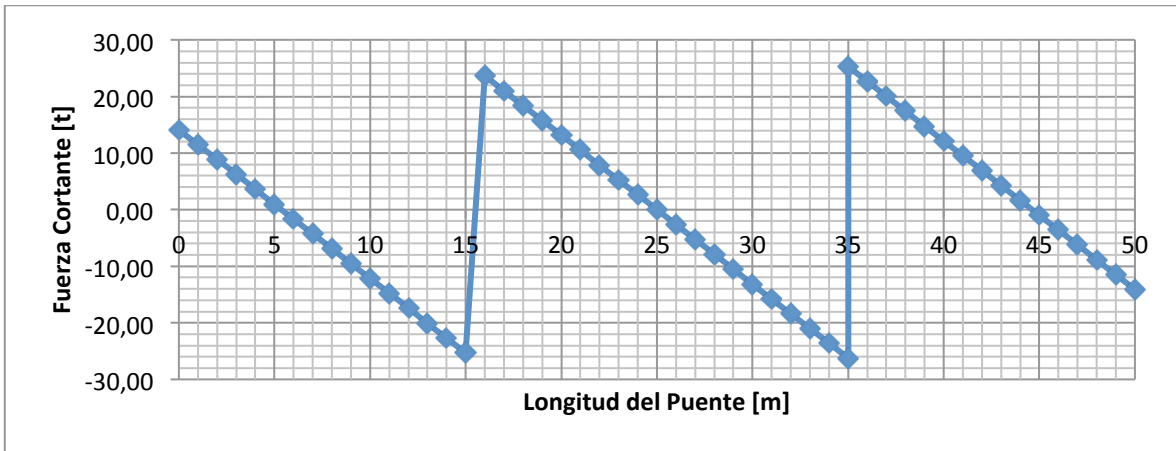


Figura 126. Diagrama de Fuerza Cortante – Por Carga Muerta (t)

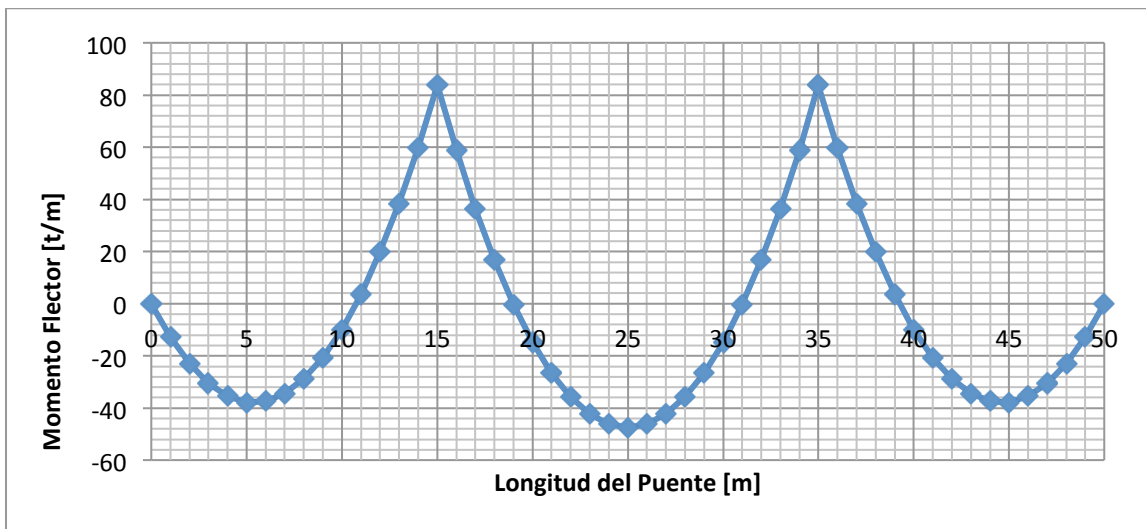


Figura 127. Diagrama de Momento Flector – Por Carga Muerta (t/m)

5.6.1.3. Avalúo de Cargas Sobreimpuestas

El avalúo de cargas sobreimpuestas tales como la carpeta asfáltica y el peso de barandas y andenes es el siguiente:

Carpeta Asfáltica	0.33	t/m
Peso de barandas	0.15	t/m
Peso de anden	0.18	t/m

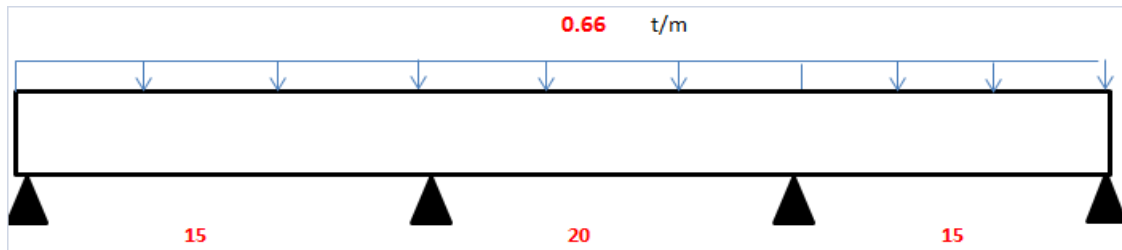


Figura 128. Cargas Sobreimpuestas

La Figura 129 y Figura 130 presentan los diagramas de fuerza cortante y momento flector debido a las cargas sobreimpuestas.

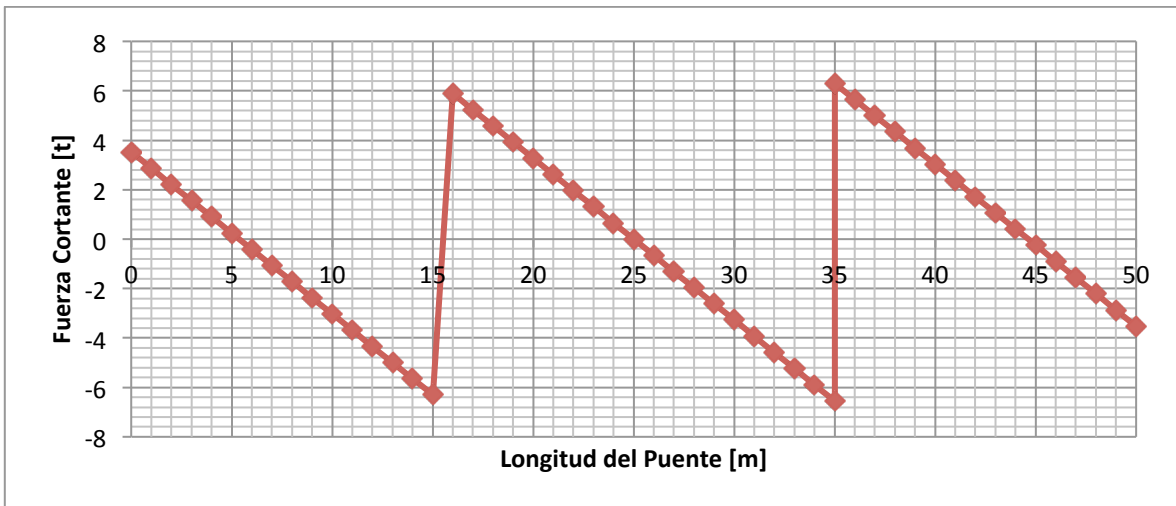


Figura 129. Diagrama de Fuerza Cortante – Cargas Sobreimpuestas (t)

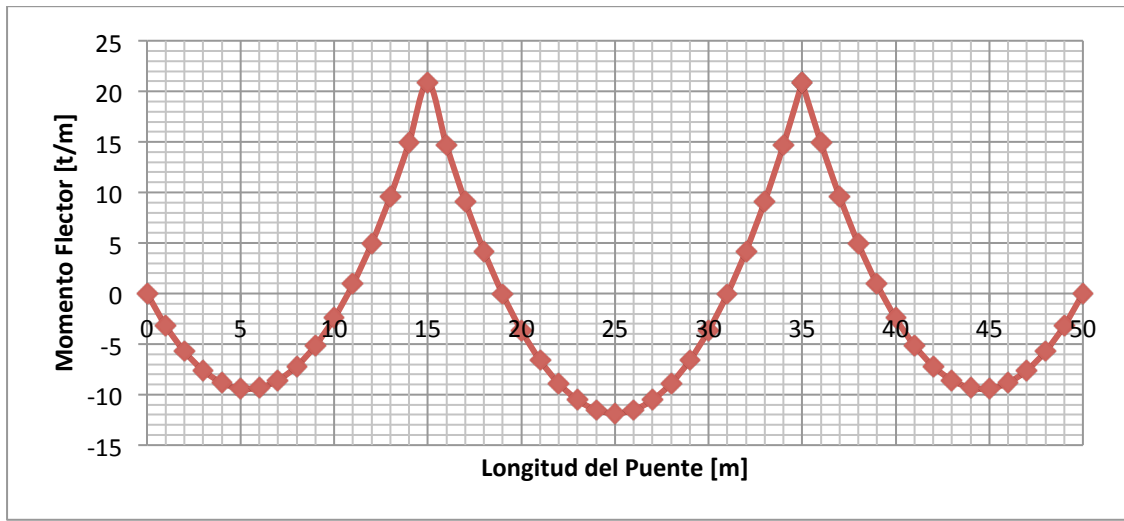


Figura 130. Diagrama de Momento Flector – Cargas Sobreimpuestas (t/m)

5.6.1.4. Avalúo de Carga Viva

Para el cálculo de la línea de influencia del puente de vigas continua de 3 luces se utilizó la ecuación de compatibilidad de deformaciones descrita en (6). La **Figura 131**, **Figura 132**, **Figura 133**, **Figura 134** y **Figura 135**, muestran las líneas de influencia del momento en los apoyos, la reacción en el apoyo izquierdo y el momento en la luz central y las luces exteriores, que son los puntos de máximas solicitaciones.

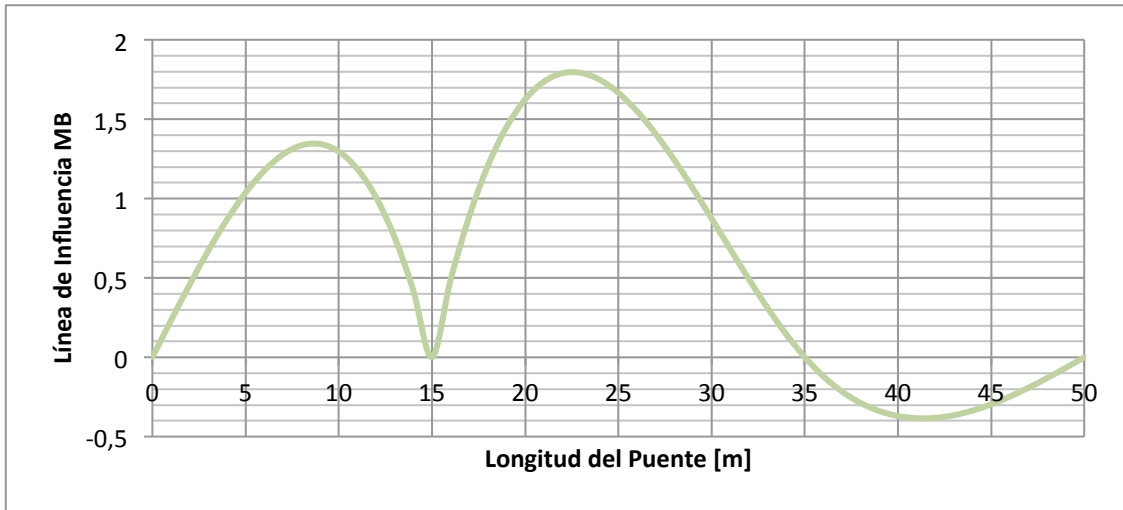


Figura 131. Línea de influencia del Momento B

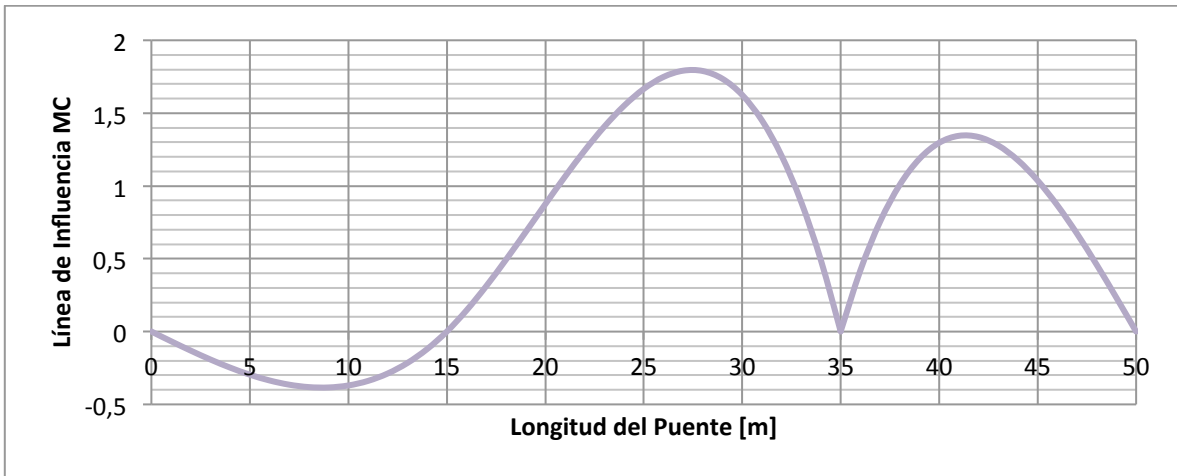


Figura 132. Línea de influencia del Momento C

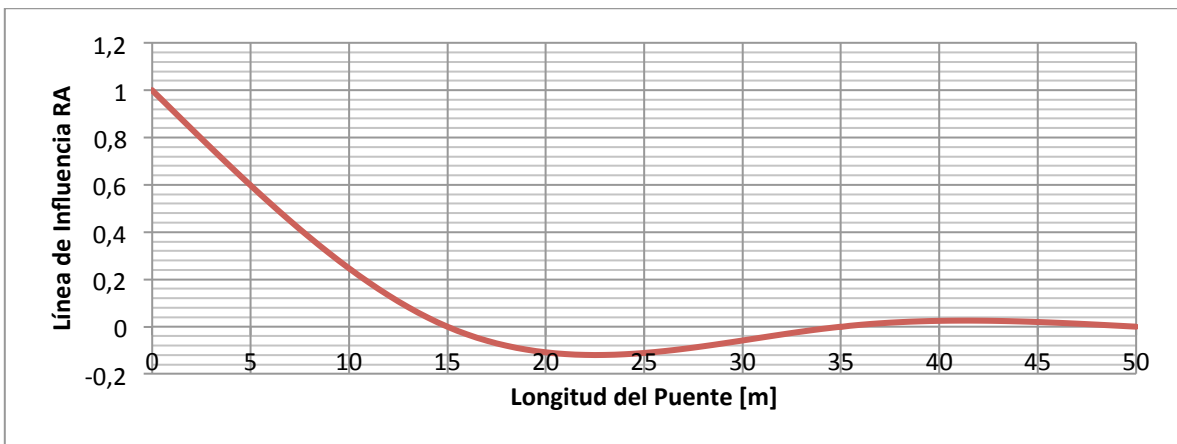


Figura 133. Línea de influencia Reacción A

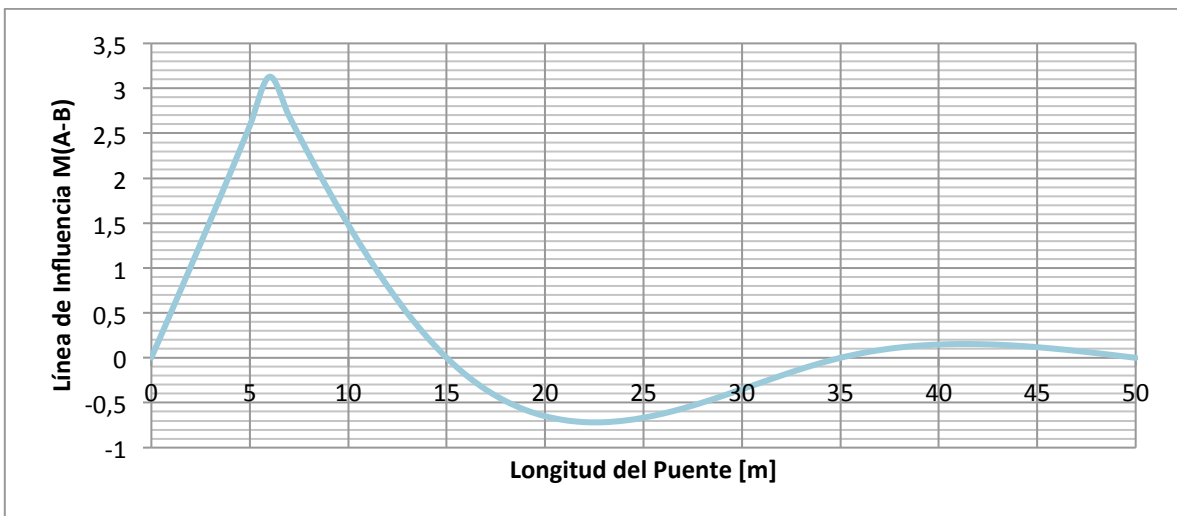


Figura 134. Línea de influencia Mmax Luz exterior

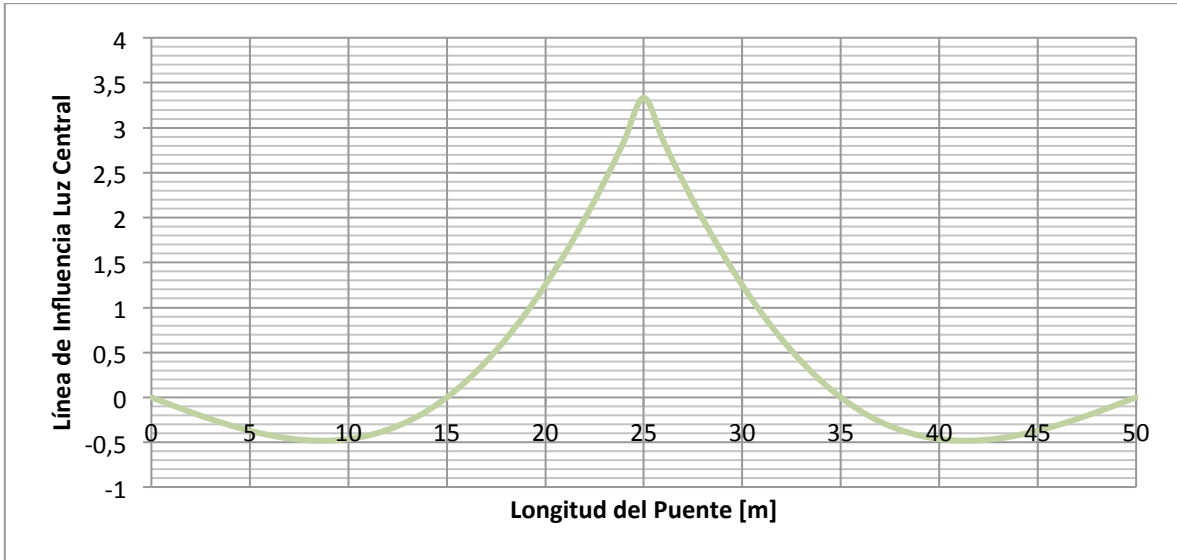


Figura 135. Línea de influencia Mmax Luz central

Las máximas sollicitaciones de carga viva son las que se presentan a continuación:

- a) Momento máximo sobre apoyo B

Utilizando la línea de influencia del Momento MB, el momento máximo generado por la carga viva para momento negativo (líneas negras) y momento positivo (líneas azules) es:

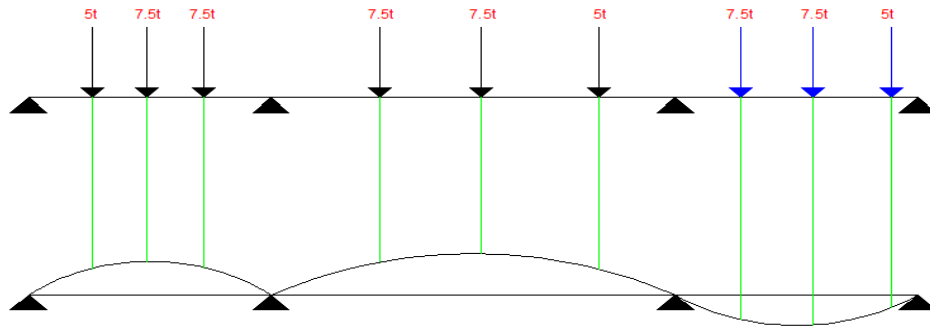


Figura 136. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia MB

Tabla 66. Resumen Momento B – Camión C40-95

Posición de Momento maximo POSITIVO luz 1	9	m
Momento Maximo (1) Luz 1	1.344	t/m
Momento Maximo (2) Luz 1	0.755	t/m
Momento Maximo (3) Luz 1	1.037	t/m
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 2	23	m
Momento Maximo (1) Luz 2	1.792	t/m
Momento Maximo (2) Luz 2	1.408	t/m
Momento Maximo (3) Luz 2	1.451	t/m
Posición de Momento maximo NEGATIVO luz 3	41	m
Momento Maximo (1) Luz 2	-0.384	t/m
Momento Maximo (2) Luz 2	-0.296	t/m
Momento Maximo (3) Luz 2	-0.215	t/m
Máximo Momento NEGATIVO (B)	53.0	t/m
Máximo Momento POSITIVO (B)	-6.2	t/m
MB[L+] NEGATIVO APOYO B	119.5	t/m
MB[L+] POSITIVO APOYO B	13.9	t/m

b) Momento máximo Luz A-B (Luz Exterior)

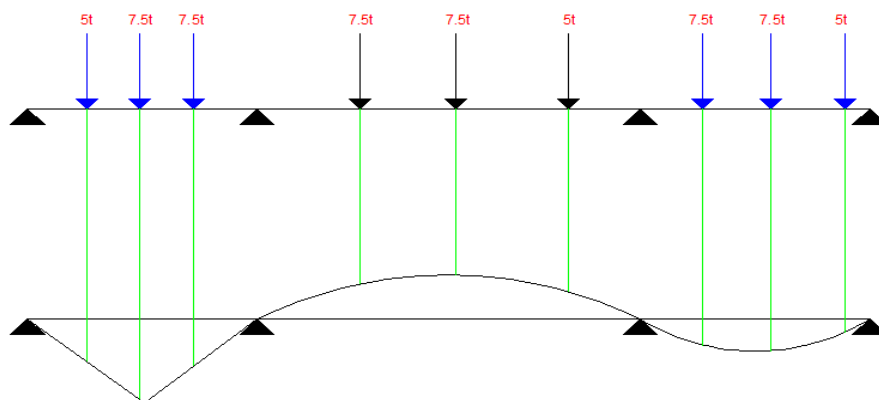


Figura 137. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia Luz Exterior

Tabla 67. Resumen Momento Luz (A-B) – Camión C40-95

Posición de Momento maximo POSITIVO luz 1	6	m	
Momento Maximo (1) Luz 1	3.130	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 1	1.482	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 1	1.017	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 3	41	m	
Momento Maximo (1) Luz 3	0.153	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 3	0.118	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 3	0.086	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 2	23	m	
Momento Maximo (1) Luz 3	-0.717	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 3	-0.563	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 3	-0.580	t/m	
Momento luz A-B	42.1	t/m	
Momento luz A-B	-12.5	t/m	
M[L+I] LUZ A-B	95.0	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR
MB[L+I] LUZ A-B	-28.3	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR

c) Momento máximo Luz B-C (Luz Central)

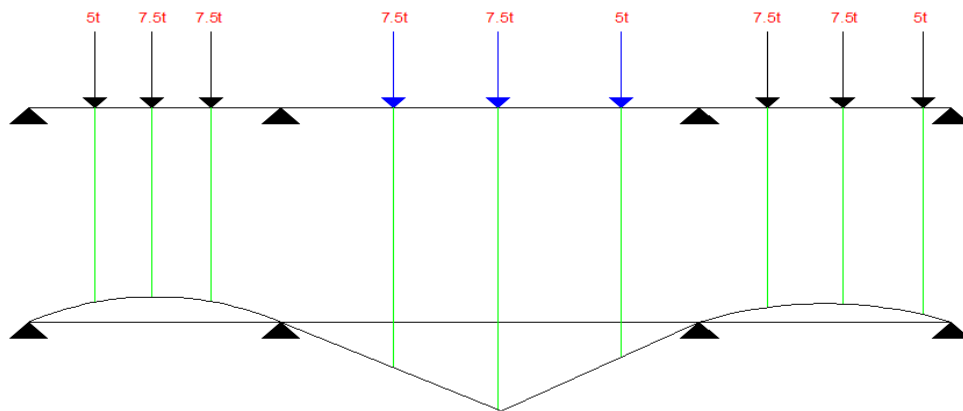


Figura 138. Posiciones del Camión C40-95 – Línea de Influencia Luz Central

Tabla 68. Resumen Momento Luz (Central) – Camión C40-95

Posición de Momento maximo POSITIVO luz 2	25	m	
Momento Maximo (1) Luz 2	3.333	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 2	1.600	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 2	1.600	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 1	9	m	
Momento Maximo (1) Luz 1	-0.480	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 1	-0.270	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 1	-0.371	t/m	
Posición de Momento maximo POSITIVO luz 3	41	m	
Momento Maximo (1) Luz 3	-0.480	t/m	
Momento Maximo (2) Luz 3	-0.371	t/m	
Momento Maximo (3) Luz 3	-0.270	t/m	
Momento POSITIVO luz B-C	45.0	t/m	
Momento NEGATIVO Luz B-C	-15.5	t/m	
M[L+I] NEGATIVO LUZ A-B	101.5	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR
MB[L+I] POSITIVO APOYO B	-34.9	t/m	Momento Carva viva + Impacto + FR

De los tres casos analizados se escoge el momento máximo obtenido que para esta oportunidad fue el momento hallado en el apoyo B.

5.6.1.5. Determinación de la fuerza de preesfuerzo

La fuerza de preesfuerzo se calculó teniendo en cuenta que los esfuerzos en la fibra inferior deben ser iguales al máximo esfuerzo admisible a tracción sobre el concreto cuando actúa el momento de diseño sobre la sección compuesta.

Tabla 69. Solicitaciones de la superestructura – Puente 4

SOLICITACIÓN	APOYO B	LUZ EXT.	LUZ CENTRAL
Peso propio de Viga y Losa	83.86	37.93	47.54
Cargas sobreimpuestas	20.90	9.45	11.85
Momento por Carga Viva	119.54	95.05	101.51
Excentricidad e (Simple)	0.45	0.45	0.45
Excentricidad e (Compuesta)	0.77	0.77	0.77

La fuerza de preesfuerzo calculada durante la etapa de transferencia para el puente 4 es:

Preesfuerzo t= ∞ APOYO	169.1	t
Preesfuerzo t= ∞ LUZ EXT.	85.0	t
Preesfuerzo t= ∞ LUZ CENTRAL	104.0	t
Perdidas totales + diferidas	30.0	%
FUERZA DE PREESFUERZO DURANTE LA TRANSFERENCIA (t=0)	241.59	t

Esfuerzo admisible a compresión	0.55*f'ci	1732.5	t/m2
σ_i	OK	-1046.135	t/m2

5.6.1.6. Trayectoria de Cable de preesfuerzo

Para determinar la trayectoria de los cables de preesfuerzo se utilizó la metodología establecida en (6). Los materiales utilizados en el diseño del preesfuerzo con los presentados en la **Tabla 7**

Con la fuerza de preesfuerzo se predimensiona el diámetro de los torones, la cantidad de torones y el número de cables necesarios para que la viga cumpla con los esfuerzos mínimos establecidos en el CCDSP-95(5) durante el tiempo de transferencia y la epata de servicio.

Tabla 70. Fuerza de Tensionamiento – # de torones – Puente 4

FUERZA DE PREESFUERZO $t=\infty$		
Fuerza de Preesfuerzo M max (CL)	242	t
DETERMINACIÓN # DE TORONES		
f Toron	1/2	Pulg
Asp	0.987	cm²
0.8fpy	12800	Kg/cm²
Area Acero (Asp)	18.87	cm²
# de Torones	19.12	Unidad
FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 1		
TORONES/CABLE	7	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.73	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	265.3	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Luz	88.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	96.01	t

FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 2		
TORONES/CABLE	7	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.73	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	265.3	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Luz	88.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	94.95	t

FUERZA DE TENSIONAMIENTO - CABLE 3		
TORONES/CABLE	7	Unidad
NUMERO DE CABLES	2.73	Unidad
NUMERO ADOPTADO	3	Unidad
Fuerza aplicada de los cables	265.3	t
Fuerza de Tensionamiento Centro Luz	88.4	t
Fuerza de Tensionamiento ANCLAJE	93.89	t

Según los datos suministrados en la **Tabla 70**, para cumplir con los requisitos mínimos establecidos en el CCDSP-95 (5) en cuanto a esfuerzos, es necesario que en cada viga se utilicen 3 cables con 7 torones de 1/2" cada uno, la trayectoria se los cables se muestran en la **Figura 139**, **Figura 140** y **Figura 141**.

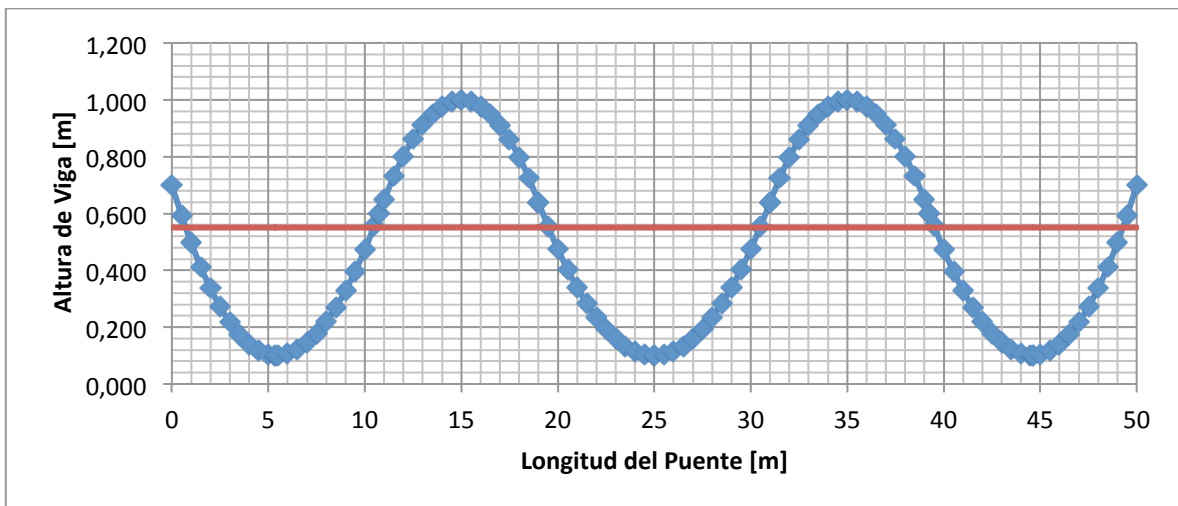


Figura 139. Trayectoria cable 1 – Puente 4

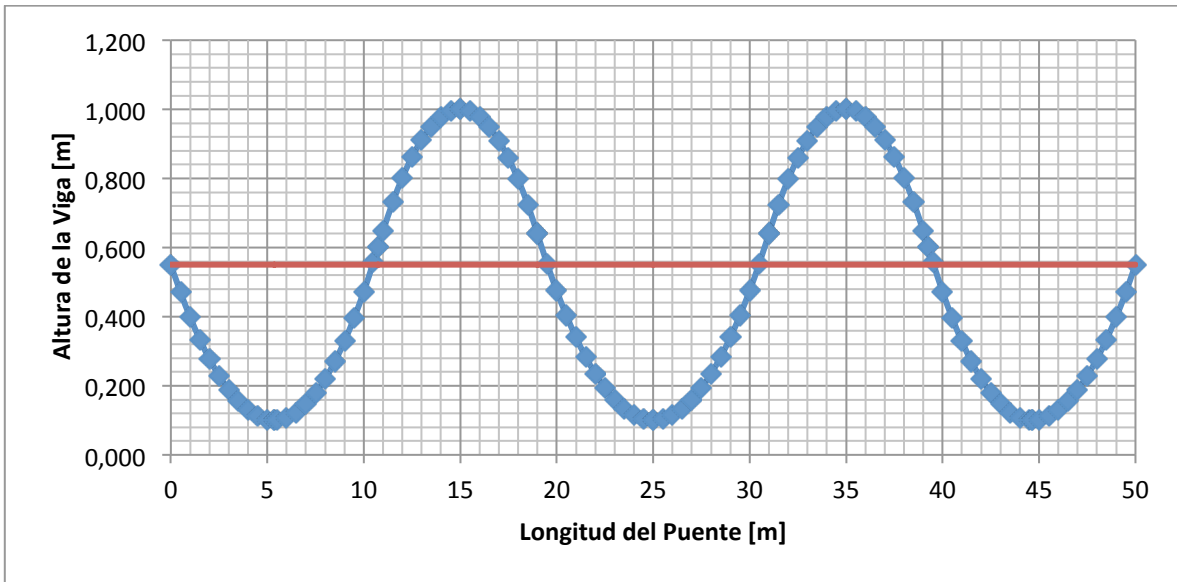


Figura 140. Trayectoria cable 2 – Puente 4

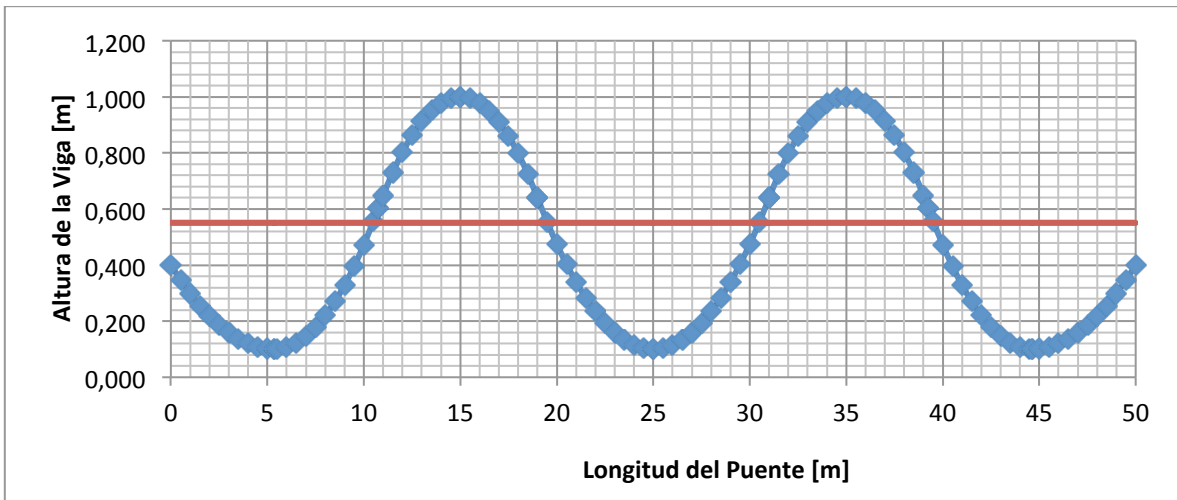


Figura 141. Trayectoria cable 3 – Puente 4

5.6.1.7. Verificación de esfuerzo $t=0$ (Transferencia):

La verificación de esfuerzos durante la transferencia se hace con los siguientes casos de carga:

- a) Peso propio de la sección simple
- b) Fuerza de Tensionamiento

Según el CCDSP-95 (5) en el numeral A.7.8.2 el esfuerzo admisible a compresión en el concreto durante la transferencia es $0.55 f'_{ci}$. Esfuerzos admisibles a tracción durante la transferencia no se especifican. En la **Tabla 9** se especifican los esfuerzos admisibles a compresión y a tracción durante la etapa de transferencia y la etapa de servicio.

La **Tabla 71** resume el cálculo del momento por carga muerta debido al peso de la sección simple y el momento debido al preesfuerzo en la viga continua calculado según se mencionó anteriormente. Así mismo se presenta en cada metro de la longitud de la viga la verificación de esfuerzos tanto en la fibra inferior como en la fibra superior, teniendo en cuenta que los esfuerzos de compresión son negativos y los esfuerzos a tracción positivos.

Tabla 71. Verificación de esfuerzos durante la transferencia.

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MD(t-m)	0	5.789	10.39	13.8	16.03	17.06	16.91	15.57	13.05	9.33	4.426	-1.67	-8.94	-17.4	-27.1	-37.9	-26.6	-16.5	-7.616	0.1055	6.64	11.99	16.14	19.11	20.9	21.49
ΣP	-285	-282	-280	-277	-275	-273	-270	-268	-265	-263	-260	-258	-255	-252	-249	-246	-243	-241	-237.8	-235.1	-233	-231	-229	-227	-225	-223
ΣMP	0.318	-42.6	-75.9	-100	-115	-121	-119	-107	-86	-56.3	-18.2	27.48	66.57	93.72	109.3	113.7	107	89.57	61.823	24.12	-14.5	-45.6	-69.2	-85.7	-95.1	-97.6
σ_s	-578	-282	-51.1	115.9	221.2	266.6	252.5	175.3	36.61	-162	-417	-723	-967	-1107	-1148	-1092	-1122	-1059	-905.8	-665.1	-409	-203	-46.4	63.13	126.7	145.7
σ_i	-573	-860	-1081	-1239	-1334	-1370	-1346	-1258	-1109	-900	-634	-317	-61.3	91.44	143.9	99.02	140.5	88.42	-54.16	-284.5	-533	-731	-881	-983	-1038	-1050
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.6.1.8. Verificación de esfuerzo $t=\infty$ (Etapa de servicio):

La verificación de esfuerzos en etapa de servicio se hace con los siguientes casos de carga:

- a) Peso propio de la viga
- b) Peso propio de la losa
- c) Peso propio de la carpeta asfáltica
- d) Peso propio de barandas
- e) Peso propio de andén
- f) Carga viva
- g) Fuerza de Tensionamiento

La **Tabla 72** resume los momentos generados en la etapa de servicio, debidos a cargas muertas, carga viva y momento hiperestático debido a que la viga es continua. Así mismo se presenta los esfuerzos generados tanto en la fibra inferior como en la fibra superior cada metro a lo largo de toda la longitud de la viga.

Tabla 72. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio.

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MD(t-m)	0	15.14	27.18	36.11	41.93	44.64	44.24	40.74	34.13	24.41	11.58	-4.36	-23.4	-45.6	-70.8	-99.2	-69.7	-43.2	-19.93	0.2761	17.37	31.36	42.23	50	54.67	56.22
M[L+i+fr]	0	25.64	45.94	61.08	71.27	83.45	89.48	89.8	86.85	79	66.7	50.64	31.55	10.17	-12.8	-36.4	-16.7	4.436	24.798	43.78	60.82	75.38	66.73	74.75	80.41	83.46
ΣP	-285	-282	-280	-277	-275	-273	-270	-268	-265	-263	-260	-258	-255	-252	-249	-246	-243	-241	-237.8	-235.1	-233	-231	-229	-227	-225	-223
ΣMp	0.318	-42.6	-75.9	-100	-115	-121	-119	-107	-86	-56.3	-18.2	27.48	66.57	93.72	109.3	113.7	107	89.57	61.823	24.12	-14.5	-45.6	-69.2	-85.7	-95.1	-97.6
σ_s	-297	-290	-284	-282	-282	-301	-319	-338	-364	-392	-422	-454	-453	-409	-324	-201	-305	-378	-415.7	-416.6	-403	-395	-339	-335	-335	-339
σ_i	-295	-303	-306	-303	-296	-250	-206	-160	-101	-37.7	29.94	101.3	109.1	30.03	-130	-366	-150	3.788	86.454	96.706	76.18	65.65	-39.7	-40.9	-34.2	-21.7
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.6.1.9. Pérdidas por fricción y curvatura - penetración de cuña

El numeral 22.4 describe la metodología utilizada para el cálculo de las pérdidas por fricción y curvatura y los cálculos referidos a la penetración de cuña o corrimiento del anclaje.

La **Figura 142** muestra el diagrama de pérdidas por fricción y curvatura del cable 1 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 77.75t con una pérdida en el anclaje de 18.37t.

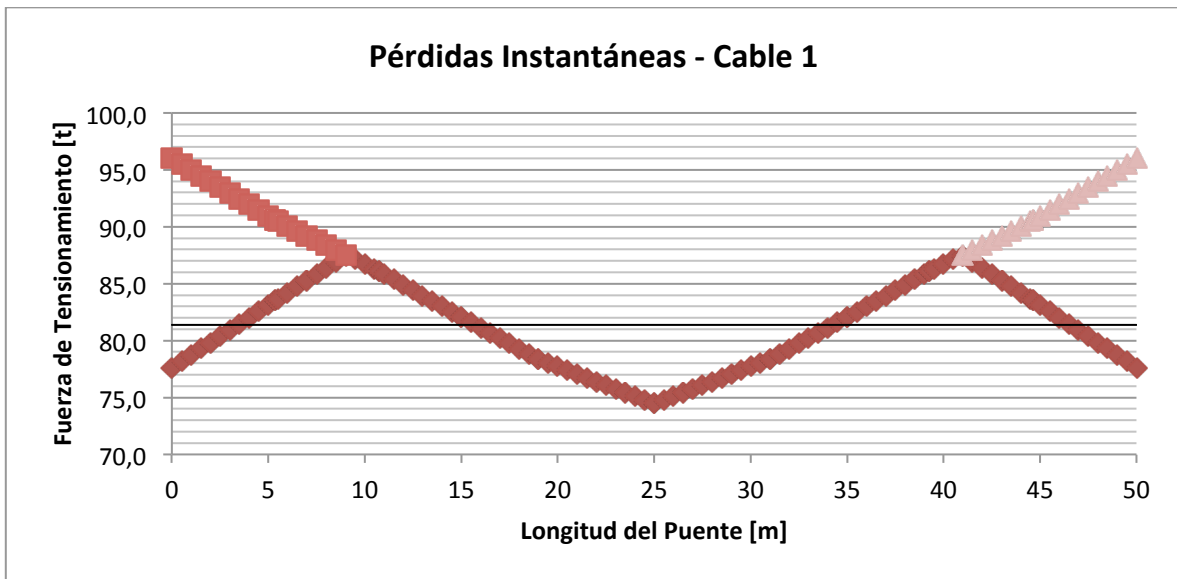


Figura 142. Pérdidas por fricción y curvatura – Cable 1

La **Figura 143** muestra el diagrama de pérdidas por fricción y curvatura del cable 2 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 78.50t con una pérdida en el anclaje de 16.45t.

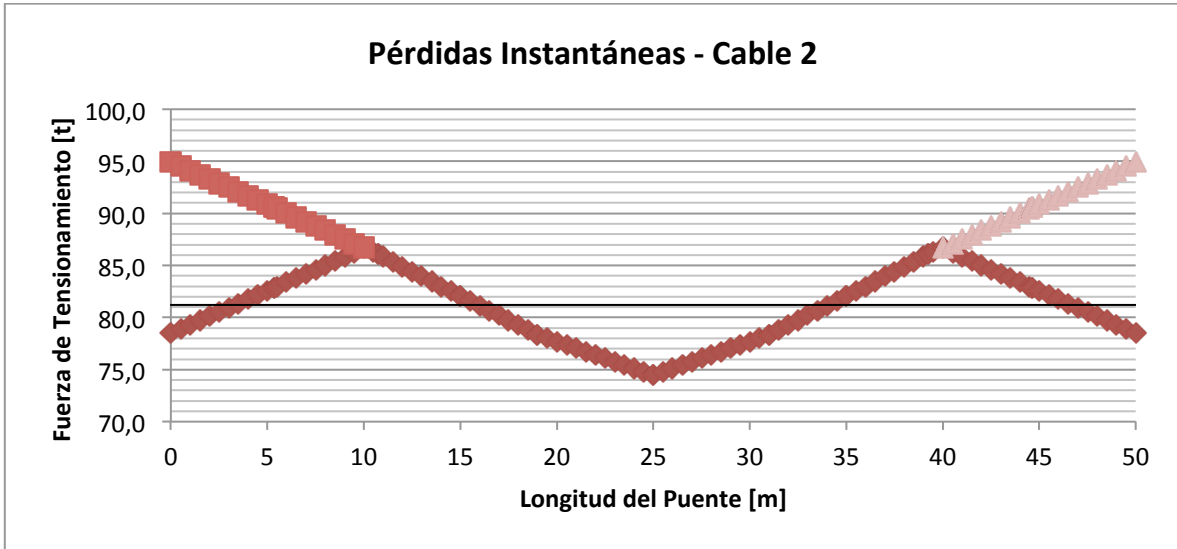


Figura 143. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 2

La **Figura 144** muestra el diagrama de perdidas por fricción y curvatura del cable 3 en la que se puede determinar que la fuerza efectiva en el anclaje es de 79.61t con una pérdida en el anclaje de 14.28t.

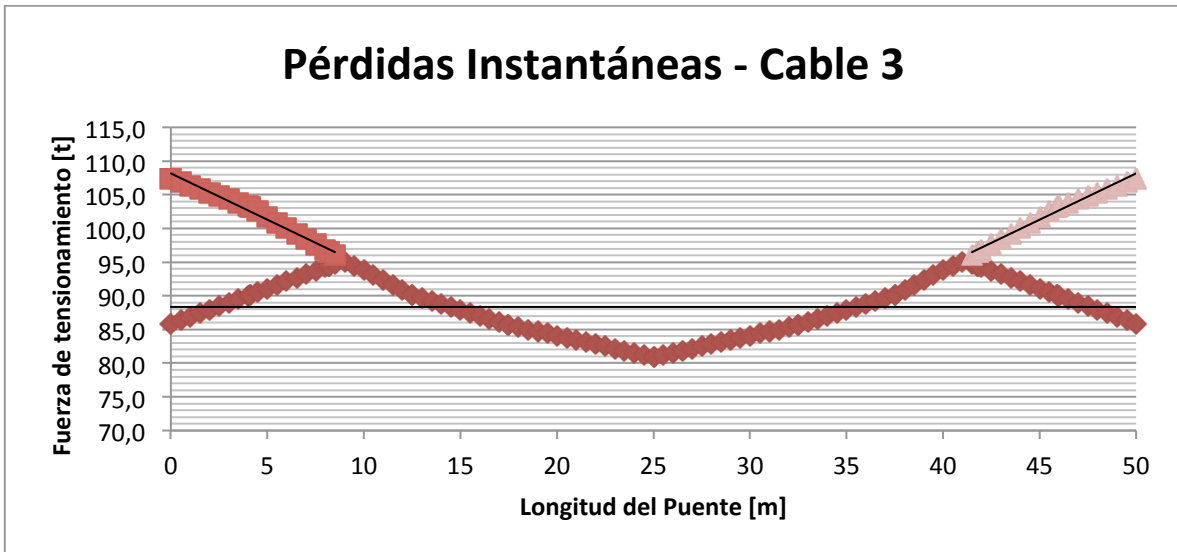


Figura 144. Perdidas por fricción y curvatura – Cable 3

Se efectuó la verificación de esfuerzos de la sección durante la etapa de servicio teniendo en cuenta las perdidas por penetración de cuña, los casos analizados son los siguientes:

- a) Peso propio de la viga
- b) Peso propio de la losa
- c) Peso propio de la carpeta asfáltica
- d) Peso propio de barandas
- e) Peso propio de andén
- f) Carga viva
- g) Fuerza de Tensionamiento
- h) Perdidas por penetración de cuña

La **Tabla 73** resume los momentos generados en la etapa de servicio, debidos a cargas muertas, carga viva y momento hiperestático debido a que la viga es continua teniendo en cuenta los efectos generados por la penetración de cuña. Así mismo se presenta los esfuerzos generados tanto en la fibra inferior como en la fibra superior cada metro a lo largo de toda la longitud de la viga.

Tabla 73. Verificación de esfuerzos Etapa de Servicio + penetración de cuña

X(m)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
MD(t-m)	0	15.14	27.18	36.11	41.93	44.64	44.24	40.74	34.13	24.41	11.58	-4.36	-23.4	-45.6	-70.8	-99.2	-69.7	-43.2	-19.93	0.2761	17.37	31.36	42.23	50	54.67	56.22
M[L+i+fr]	0	25.64	45.94	61.08	71.27	83.45	89.48	89.8	86.85	79	66.7	50.64	31.55	10.17	-12.8	-36.4	-16.7	4.436	24.798	43.78	60.82	75.38	66.73	74.75	80.41	83.46
ΣP	-236	-238	-241	-243	-245	-248	-250	-253	-255	-257	-258	-257	-255	-252	-249	-246	-243	-241	-237.8	-235.1	-233	-231	-229	-227	-225	-223
ΣMP	-0.29	-36.3	-65.5	-87.8	-103	-111	-110	-101	-83.4	-56	-19	26.35	65.44	92.49	108	112.3	105.6	88.15	60.407	22.704	-15.9	-47	-70.7	-87.1	-96.5	-99
σ_s	-474	-517	-546	-564	-577	-638	-689	-739	-810	-892	-986	-1089	-1092	-957	-695	-315	-643	-873	-992.7	-998.8	-959	-936	-764	-755	-758	-771
σ_i	-479	-446	-426	-417	-415	-362	-321	-281	-219	-147	-54.8	52.68	64.28	-59.5	-311	-681	-340	-97.9	32.928	50.068	18.61	2.843	-162	-163	-152	-131
Comprobación	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI

5.6.1.10. Pérdidas Diferidas:

Según el CCDSP-95 (5), las pérdidas diferidas de fuerza de preesfuerzo se calculan de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\Delta f_s = SH + ES + CRc + CRs$$

Tabla 74. Resumen de Pérdidas Diferidas

RESUMEN DE PERDIDAS		
PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO [ES]	316.0	kg/cm2
PERDIDAS POR RETRACCIÓN DE FRAGUADO [SH]	322.0	kg/cm2
PERDIDAS POR FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO [CRc]	582.4	kg/cm2
PERDIDAS POR RELAJACIÓN DEL ACERO DE PREESFORZADO (CRs)	273.2	kg/cm2
TOTAL	1493.6	kg/cm2

Tabla 75. Porcentaje de pérdidas Diferidas referido a un cable

Preesfuerzo en el Centro de la luz Cable 1	88.44	t
# De torones	7	unidad
Diametro toron	0.987	cm2
Perdida de preesfuerzo CABLE 1	10.32	t
Fuerza en el Centro de la luz para t=0	78.12	t
Porcentaje de Perdidas	11.67	%

5.7. Diseño del concreto reforzado

Para el diseño de los demás elementos estructurales del puente se utilizó el programa SAP2000 en el cual se plasmó la geometría del puente tanto en superestructura como en infraestructura y se cargaron los elementos estructurales con sus respectivas cargas vigas y muertas.

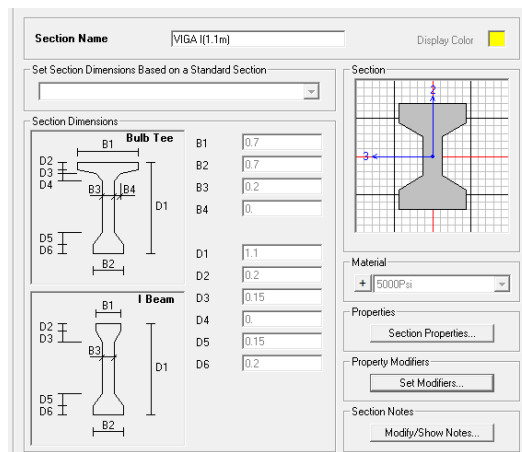
5.7.1. Datos de entrada

En el programa SAP200 se definió la geometría del puente, los materiales de los elementos estructurales y las cargas actuantes sobre la estructura. Para el análisis se utilizaron las combinaciones de carga descritas en la **Tabla 2**, el camión de diseño presentado en la **Figura 7. Camión de diseño (C40-95) Figura 7** y el espectro de diseño de aceleraciones calculado de acuerdo al CCDSP-95 (5) para un puente ubicado en la Ciudad de Bogotá.

5.7.1.1. Sección transversal de la viga

Las características de la sección transversal de la viga se presentan en la **Tabla 56**, en ella se define también el tipo de material.

Tabla 76. Sección transversal Viga – Puente 4



5.7.1.2. Espectro de aceleraciones

Para la construcción del espectro de aceleraciones se siguió los requisitos establecidos en el CCDSP-95 (5), teniendo en cuenta el grupo de importancia del puente, perfil del suelo y ubicación del puente. En la **Tabla 18** se describen los resultados obtenidos.

Con los parámetros calculados en la **Tabla 18** se construye el espectro elástico de aceleraciones el cual es cargado en el programa SAP 2000 en la opción "Response Spectrum". La **Figura 37** muestra la grafica del Espectro de aceleraciones calculado

según el CCDSP-95 y la **Figura 38** muestra el espectro con el cual fue cargado el programa SAP 2000.

5.7.1.3. Cargas sobre la Estructura – SAP 2000

Para terminar de simular adecuadamente el puente, además de la geometría y los parámetros sísmicos se carga la estructura con los siguientes casos de carga:

- Carga Muerta (Pesos propio de los elementos estructurales)
- Carga Viva (Carga del camión C40-95)
- Cargas Sobreimpuestas (Carga de baranda, carpeta asfáltica y andenes)

5.7.2. Diseño de Losa:

El diseño de la losa se realizó mediante el método de la resistencia última descrito en (8) para el diseño a flexión y a corte del elemento estructural.

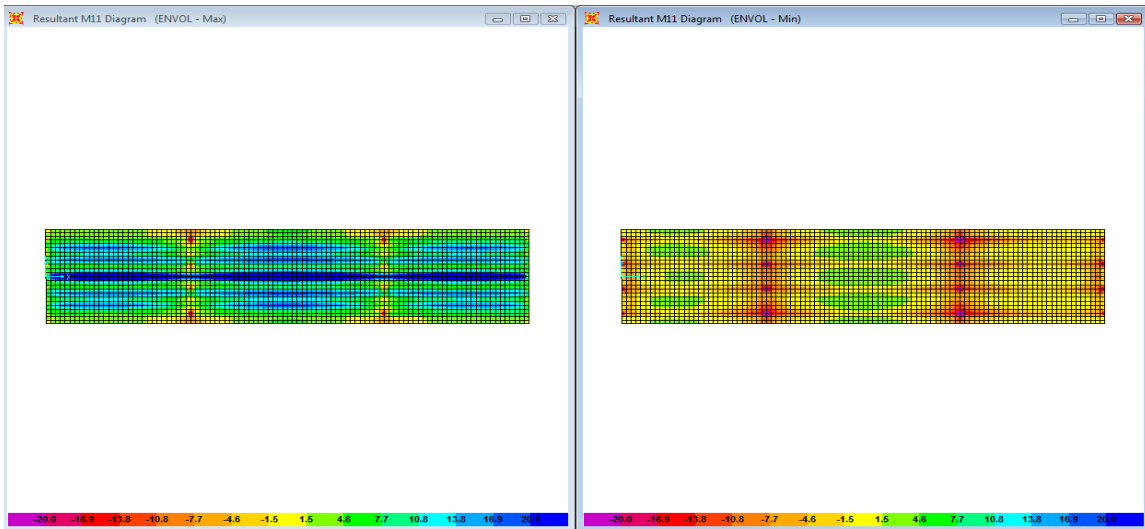


Figura 145. Momento M11 Max – Min

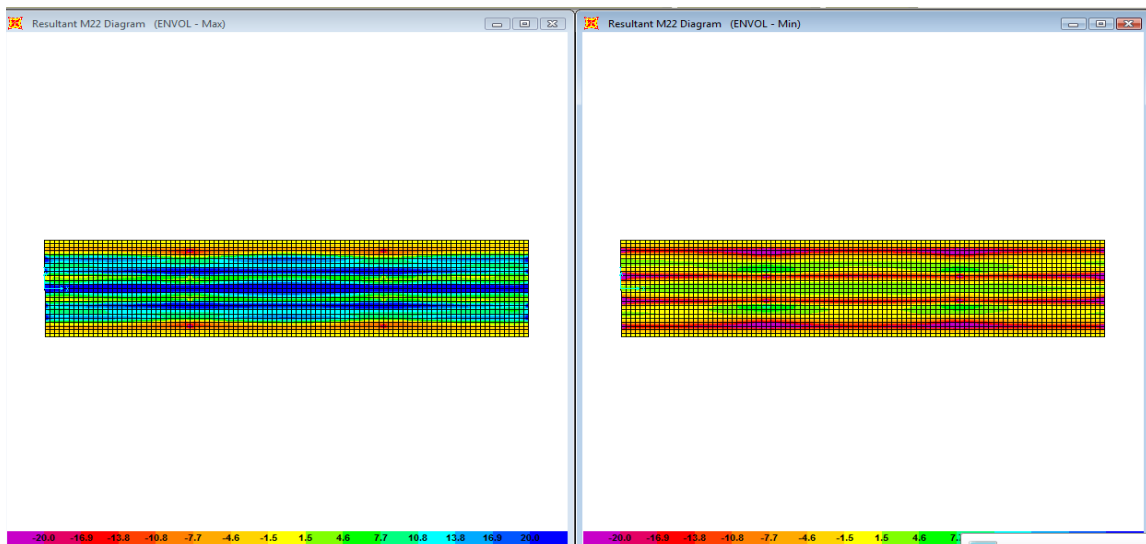


Figura 146. Momento M22 Max - Min

Tabla 77. Diseño a flexión – Losa

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO													
PROYECTO		PUENTE LUCES (15m - 20m - 15m)						Cuantías					
TITULO		DISEÑO REFUERZO LOSA						P mínimo $\sqrt{f_c}/4f_y$ 0.00273421 P mínimo $1,4/f_y$ 0.003333 Valor adoptado A_s mínimo $\rho b d$ 5.000 cm^2 P máximo 0.01601 $(0.75)*0.7225*(f_c/f_y)*(600/600+f_y)$					
MOMENTOS MAXIMOS													
MATERIALES				ELEMENTO - GEOMETRÍA				Coeficientes de reducción de resistencia					
Concreto	f_c	21.1	MPa	Espesor del recubrimiento		0.050	m	Flexión		ϕ	0.9		
Acero	f_y	420	MPa	Altura del elemento (h)		0.20	m	Corte		ϕ	0.75		
Ancho del elemento (b)		1.00	m	Altura (d)		0.15	m						
REFUERZO INFERIOR													
Diseño a flexión													
SHELL No.	Mu (kN-m)	Sección		ρ requerida	As (requerida) (cm^2)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ colocada	As (colocada) (cm^2)	ρ colocada < ρ_{max} ?		
		b m	d m			No.	Cantidad						
5818	35.3	1.0	0.15	0.00437	6.56	4	5	No. 4 @20cm	0.00437	6.56	ok	M11 MAX	
5371	7.4	1.0	0.15	0.00088	1.75	3	2	No. 3 @41cm	0.00117	1.75	ok	M11 MAX	
5809	2.4	1.0	0.15	0.00028	0.56	3	1	No. 3 @126cm	0.00038	0.56	ok	M11 MIN	
5345	-41.9	1.0	0.15	0.00525	7.87	4	6	No. 4 @17cm	0.00525	7.87	ok	M11 MIN	
5810	43.78	1.0	0.15	0.00550	8.25	4	6	No. 4 @16cm	0.00550	8.25	ok	M22 MAX	
5325	31.7	1.0	0.15	0.00391	5.86	3	8	No. 3 @13cm	0.00391	5.86	ok	M22 MAX	
5884	-21.5	1.0	0.15	0.00261	5.20	3	7	No. 3 @14cm	0.00347	5.20	ok	M22 MIN	
5345	-58.5	1.0	0.15	0.00754	11.32	4	9	No. 4 @12cm	0.00754	11.32	ok	M22 MIN	

Tabla 78. Diseño a corte - Losa

V13														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu (kN)	ϕV_c (kN)	Vc > Vu CUMPLE??	$\phi v_s = Vu - \phi V_c$ (kN)	Flejes A usar No.	Av fleje (mm^2)	s req (cm) = $Av*\phi F_y*d / (Vu - \phi V_c)$	s máx (d/2) cm	s mín (cm) = $(Av*3fy)/b$	Separación S (mm)	Usar:	Vs max = $\phi 2/3*(f_c)*b*d$	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
5397	61.40	87.85	CUMPLE	NO REQUIERE FLEJES										
7009	48.40	87.85	CUMPLE	NO REQUIERE FLEJES										
V23														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	Vu (kN)	ϕV_c (kN)	Vc > Vu CUMPLE??	$\phi v_s = Vu - \phi V_c$ (kN)	Flejes A usar No.	Av fleje (mm^2)	s req (cm) = $Av*\phi F_y*d / (Vu - \phi V_c)$	s máx (d/2) cm	s mín (cm) = $(Av*3fy)/b$	Separación S (mm)	Usar:	Vs max = $\phi 2/3*(f_c)*b*d$	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
5345	63.00	87.85	CUMPLE	USAR FLEJES MINIMOS										
4632	78.00	87.85	CUMPLE	USAR FLEJES MINIMOS										

5.7.3. Diseño Viga Cabezal:

La **Figura 147** y **Figura 148** muestran el diagrama de momento flector y de fuerza cortante para la envolvente de combinación de cargas, el diseño a flexión y corte de la viga se presenta en la **Tabla 79** y **Tabla 80** respectivamente.

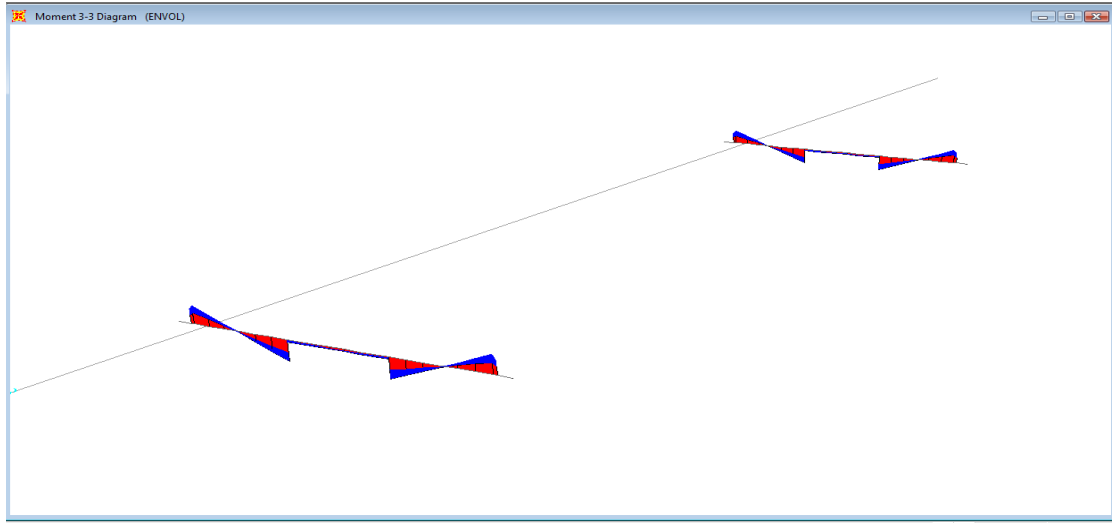


Figura 147. Diagrama de Momento Flector

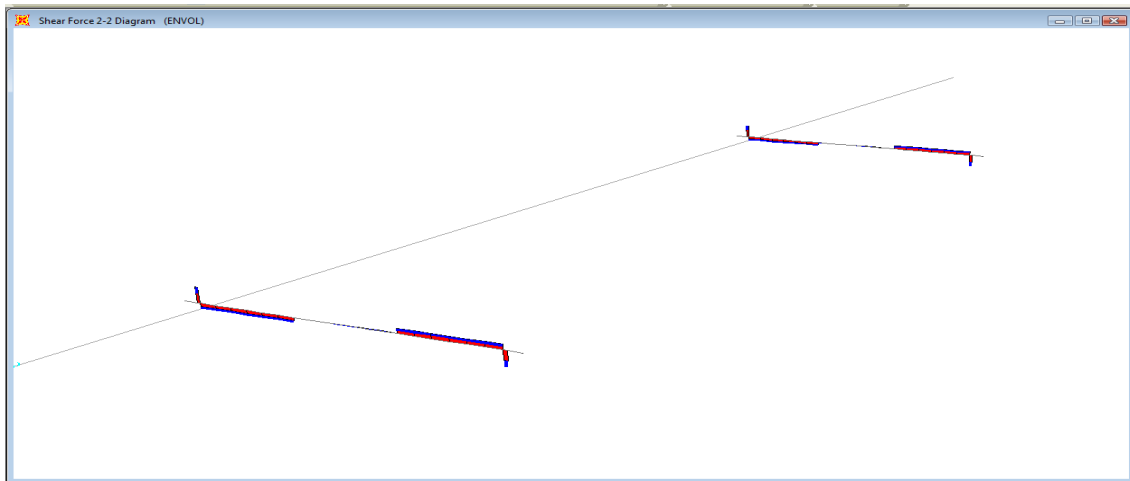


Figura 148. Diagrama de fuerza cortante

Tabla 79. Diseño a flexión – Viga Cabezal

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO															
PROYECTO		PUENTE LUCES (15m - 20m - 15m)						Cuantías							
TITULO		DISEÑO REFUERZO VIGA CABEZAL						P mínimo		$\sqrt{f_c}/4f_y$		0.00272772		Valor adoptado	
		MOMENTOS MAXIMOS						P mínimo		1,4/f _y		0.003333		cm ²	
								As mínimo		p b d		20.000			
								P máximo				0.01594			
												(0.75)*0.7225*(f _c /f _y)*(600/600+f _y)			
MATERIALES				ELEMENTO - GEOMETRIA				Coeficientes de reducción de resistencia							
Concreto	f _c	21	MPa	Espesor del recubrimiento	0.050	m									
Acero	f _y	420	MPa	Altura del elemento (h)	0.80	m	Flexión	φ					0.9		
Ancho del elemento (b)		0.80	m	Altura (d)	0.75	m	Corte	φ					0.75		
REFUERZO INFERIOR															
Diseño a flexión															
SHELL No.	Mu	Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ	As (colocada)	ρ colocada < ρmax?				
		b	d			No.	Cantidad					colocada	(cm ²)		
IZQUIERDO	-846	0.8	0.75	0.00530	31.83	7	8	No. 7 @10cm	0.00530	31.83	ok	SUPERIOR			
IZQUIERDO	74	0.8	0.75	0.00044	3.49	5	6	No. 5 @14cm	0.00199	11.94	ok	INFEIOR			
CENTRO	-22	0.8	0.75	0.00013	1.03	5	6	No. 5 @14cm	0.00199	11.94	ok	SUPERIOR			
CENTRO	934	0.8	0.75	0.00590	35.40	7	9	No. 7 @9cm	0.00590	35.40	ok	INFEIOR			
DERECHA	-801	0.8	0.75	0.00500	30.02	7	8	No. 7 @11cm	0.00500	30.02	ok	SUPERIOR			
DERECHA	74	0.8	0.75	0.00044	3.49	5	6	No. 5 @14cm	0.00199	11.94	ok	INFEIOR			

Tabla 80. Diseño a Corte – Viga Cabezal

DISEÑO A CORTANTE															
Diseño a cortante de los elementos															
Shell ID	Vu	φVc	Vc > Vu	φvs = Vu - φVc	Flejes		Av	s req (cm) = Av*φFy*d / (Vu - φVc)	s máx (d/2) cm	s mín (cm) = (Av*3fy)/b	Separación S (mm)	Usar:	Vs max = φ2/3√(f _c)*b*d	Vs (Av colocado)	Vs < Vsmax?
					A usar	fleje									
IZQUIERDA	650.00	350.57	NO	299.43	4	129.00	20.4	20.4	37.5	40.64	20.4	Flejes No.4 @ 22 cm	1374.77	162.54	ok
DERECHA	650.00	350.57	NO	299.43	4	129.00	20.4	20.4	37.5	40.64	20.4	Flejes No.4 @ 22 cm	1374.77	162.54	ok

5.7.4. Diseño columnas apoyo central:

Para el diseño de la pila central se dibujaron las curvas de interacción para diferentes configuraciones de sección y refuerzo. La **Tabla 23** muestra las configuraciones seleccionadas de la pila con la cual resistirá las cargas provenientes de la superestructura durante su vida útil. La convención del diagrama de interacción es compresiones en el eje superior y tracciones en el eje inferior.

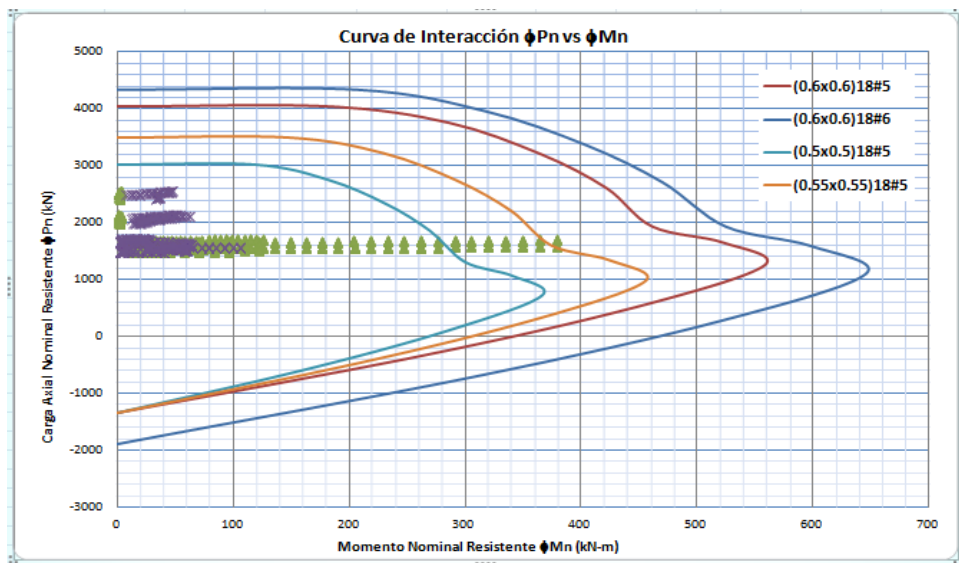


Figura 149. Diagrama de Interacción – Pila central puente 4

5.7.5. Diseño Pilotes Pila Central:

El diseño de los pilotes al igual que el diseño de la pila central fue a flexocompresión, en las solicitaciones de carga que muestra la **Figura 116** se aprecia que el pilote está sometido a cargas axiales muy bajas, pero tienen momentos altos que gobiernan el diseño.

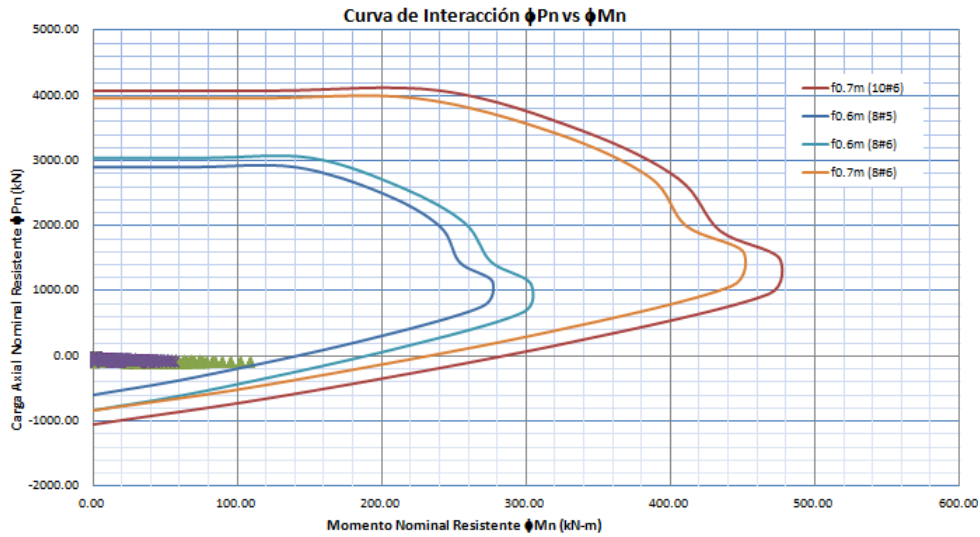


Figura 150. Diagrama de Interacción – Pilotes puente 4

5.7.6. Diseño de la zapata:

El método de diseño de la zapata es a flexión y a corte, en las siguientes figuras se muestran las solicitaciones de la zapata debido a las cargas que provienen de las pilas y la superestructura.

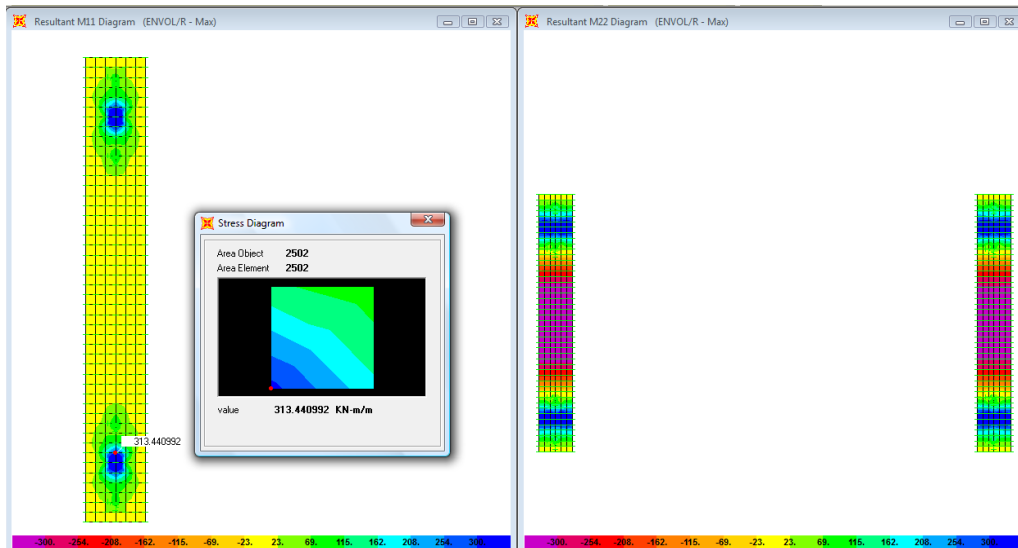


Figura 151. Momentos M11 Max y M22 Max

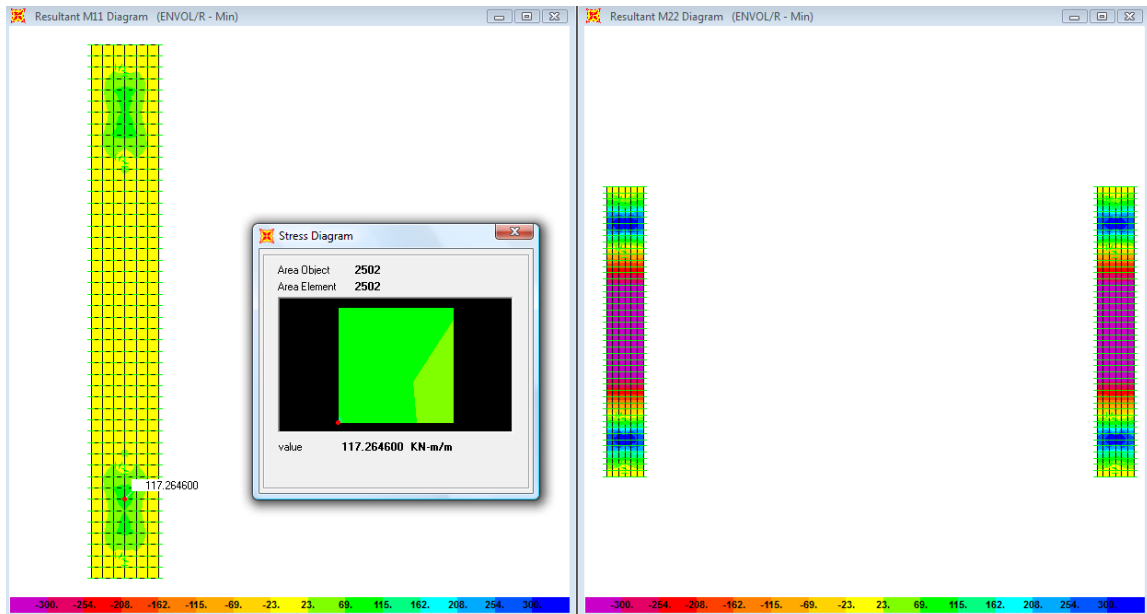


Figura 152. Momentos M11 min y M22 min

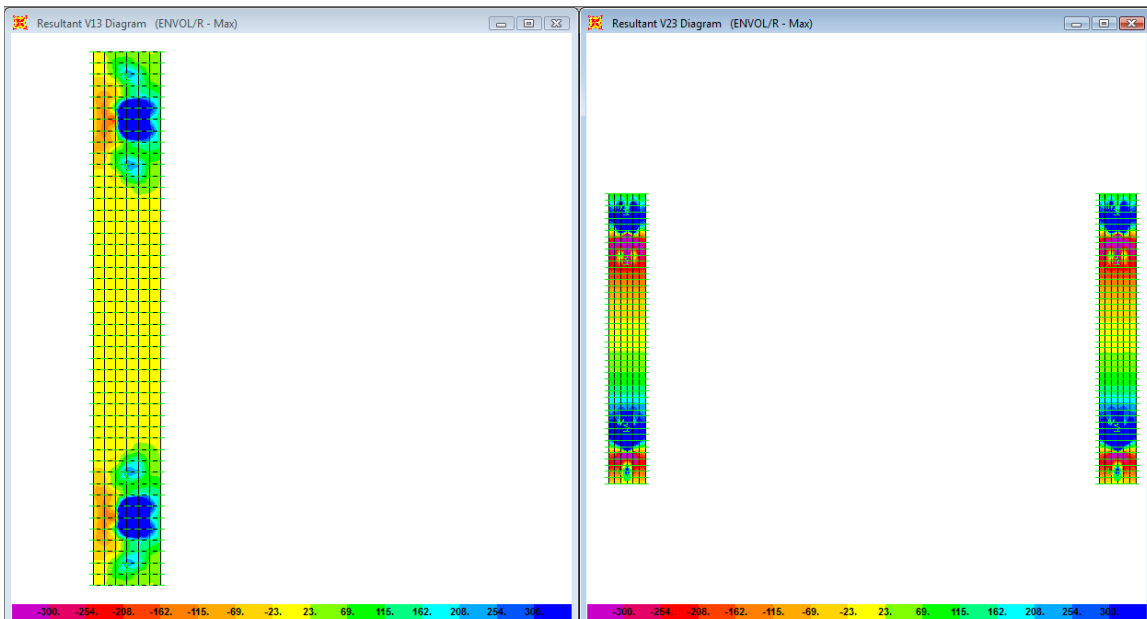


Figura 153. Fuerza Cortante

Tabla 81. Diseño a flexión - Zapata

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO	PUENTE LUCES (15m - 20m - 15m)						Cuantías					
TITULO	DISEÑO REFUERZO ZAPATA						ρ mínimo	$\sqrt{f_c/4f_y}$	0.00273421	Valor adoptado		
MOMENTOS MAXIMOS						ρ mínimo	$1,4/f_y$	0.001800				
						As mínimo	$\rho b d$	16.740	cm ²			
						ρ máximo		0.01601				
						$(0,75)*0,7225*(f_c/f_y)*(600/600+f_y)$						
MATERIALES			ELEMENTO - GEOMETRIA				Coeficientes de reducción de resistencia					
Concreto	f_c	21.1	MPa	Espesor del recubrimiento		0.070	m	Flexión		ϕ	0.9	
Acero	f_y	420	MPa	Altura del elemento (h)		1.00	m	Corte		ϕ	0.75	
Ancho del elemento (b)		1.00	m	Altura (d)		0.93	m					
REFUERZO INFERIOR												
SHELL No.	μ_u	Diseño a flexión										
		Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	ρ	As (colocada)	ρ colocada < ρ_{max} ?	
		b	d			requerida	(cm ²)					
(kN-m)	m	m										
2502	320	1.0	0.93	0.00099	12.25	5	6	No. 5 @17cm	0.00132	12.25	ok	M11 MAX
2518	124	1.0	0.93	0.00038	4.71	4	4	No. 4 @28cm	0.00051	4.71	ok	M11 MIN
2505	498	1.0	0.93	0.00155	16.74	6	6	No. 6 @17cm	0.00180	16.74	ok	M22 MAX
2537	359	1.0	0.93	0.00111	13.76	5	7	No. 5 @15cm	0.00148	13.76	ok	M22 MIN

Tabla 82. Diseño a cortante - Zapata

V13														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	V_u	ϕV_c	$V_c > V_u$	$\phi v_s = V_u - \phi V_c$	Flejes		s req (cm)	s máx (d/2)	s mín (cm)	Separación	Usar:	$V_s \text{ max} = \phi 2/3 \sqrt{f_c} b^* d$	V_s (Av colocado)	$V_s < V_{smax}$?
					A usar	Av fleje								
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm ²)	$Av^* \phi F_y^* d$	cm	$(Av^* 3fy)/b$	(mm)				
2468	716.00	544.67	NO	171.33	5	199.00	68.1	46.5	50.15	46.5	Flejes No.5 @ 48 cm	2135.97	167.16	ok
2512	778.00	544.67	NO	233.33	5	199.00	50.0	46.5	50.15	46.5	Flejes No.5 @ 48 cm	2135.97	167.16	ok
V23														
Diseño a cortante de los elementos														
Shell ID	V_u	ϕV_c	$V_c > V_u$	$\phi v_s = V_u - \phi V_c$	Flejes		s req (cm)	s máx (d/2)	s mín (cm)	Separación	Usar:	$V_s \text{ max} = \phi 2/3 \sqrt{f_c} b^* d$	V_s (Av colocado)	$V_s < V_{smax}$?
					A usar	Av fleje								
	(kN)	(kN)	CUMPLE??	(kN)	No.	(mm ²)	$Av^* \phi F_y^* d$	cm	$(Av^* 3fy)/b$	(mm)				
2470	676.00	544.67	NO	131.33	5	199.00	88.8	46.5	50.15	46.5	Flejes No.5 @ 48 cm	2135.97	167.16	ok
2490	779.00	544.67	NO	234.33	5	199.00	49.8	46.5	50.15	46.5	Flejes No.5 @ 48 cm	2135.97	167.16	ok

5.7.7. Diseño de Estribos:

Para el diseño del estribo se realizó un modelo aparte al cual se le transmitió las cargas procedentes de la superestructura a través de las vigas.

Adicional a las cargas procedentes de la superestructura al estribo se le aplicó la carga del empuje de tierras a través del comando "joint patterns" del programa SAP 2000. La **Figura 52**, **Figura 53** y **Figura 54** tienen el modelo 3D, carga de superestructura y empuje de tierras aplicadas al modelo en SAP.

Las cargas procedentes de la superestructura con la cual se cargo el estribo con las que se muestran en **Tabla 83**.

Tabla 83. Cargas procedentes de la superestructura

F1	F2	F3	M1	M2	M3	
KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
468	205.404	6.877E-15	155.5126	3.146E-14	256.8654	VIGA 1
220.506	-166.592	-4.412E-14	-133.0231	-2.14E-14	-174.7056	
521.085	337.947	2.216E-14	168.096	4.87E-14	397.6978	VIGA 2
195.808	-279.188	-5.481E-14	-169.0134	-3.928E-14	-320.7388	
515.639	275.733	2.869E-14	175.2826	3.938E-14	321.5323	VIGA 3
191.619	-341.402	-4.559E-14	-161.8268	-4.861E-14	-396.9044	
453.091	168.85	6.676E-15	131.0084	2.125E-14	173.5158	VIGA 4
209.037	-203.146	-3.356E-14	-157.5274	-3.16E-14	-258.0553	

Tabla 84. Diseño a flexión estribo

DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO												
PROYECTO		PUENTE LUCES (15m - 20m - 15m)				Cuantías		$\sqrt{f_c}/4f_y$	0.00273421			
TITULO		DISEÑO REFUERZO ESTRIBO				P mínimo	$1.4/f_y$	0.001200	Valor adoptado			
		MOMENTOS MAXIMOS				As mínimo	$\rho b d$	6.600	cm ²			
						P máximo		0.01601				
						(0.75)*0.7225*(f _c /f _y)*(600/600+f _y)						
MATERIALES		ELEMENTO - GEOMETRÍA				Coeficientes de reducción de resistencia						
Concreto	f _c	21.1	MPa	Espesor del recubrimiento	0.050	m	Flexión		ϕ	0.9		
Acero	f _y	420	MPa	Altura del elemento (h)	0.60	m	Corte		ϕ	0.75		
Ancho del elemento (b)		1.00	m	Altura (d)	0.55	m						
REFUERZO INFERIOR												
SHELL No.	Mu	Diseño a flexión										
		Sección		ρ	As (requerida)	Varillas colocadas		Refuerzo	P	As (colocada)	ρcolocada < ρmax?	
		b	d			No.	Cantidad					
(kN-m)	m	m	requerida	(cm ²)	No.	Cantidad	colocada	(cm ²)				
113	412	1.0	0.55	0.00377	20.73	5	10	No. 5 @10cm	0.00377	20.73	ok	M11 MAX
81	240	1.0	0.55	0.00215	11.84	5	6	No. 5 @17cm	0.00215	11.84	ok	M11 MIN
116	168	1.0	0.55	0.00150	8.22	3	12	No. 3 @9cm	0.00150	8.22	ok	M22 MAX
126	147	1.0	0.55	0.00131	7.18	3	10	No. 3 @10cm	0.00131	7.18	ok	M22 MIN

5.7.8. Diseño Pilotes Estribos:

El diseño de los pilotes fue a flexocompresión, en las sollicitaciones de carga que muestra la **Figura 154** se aprecia que el pilote está sometido a cargas axiales muy bajas, pero tienen momentos altos que gobiernan el diseño.

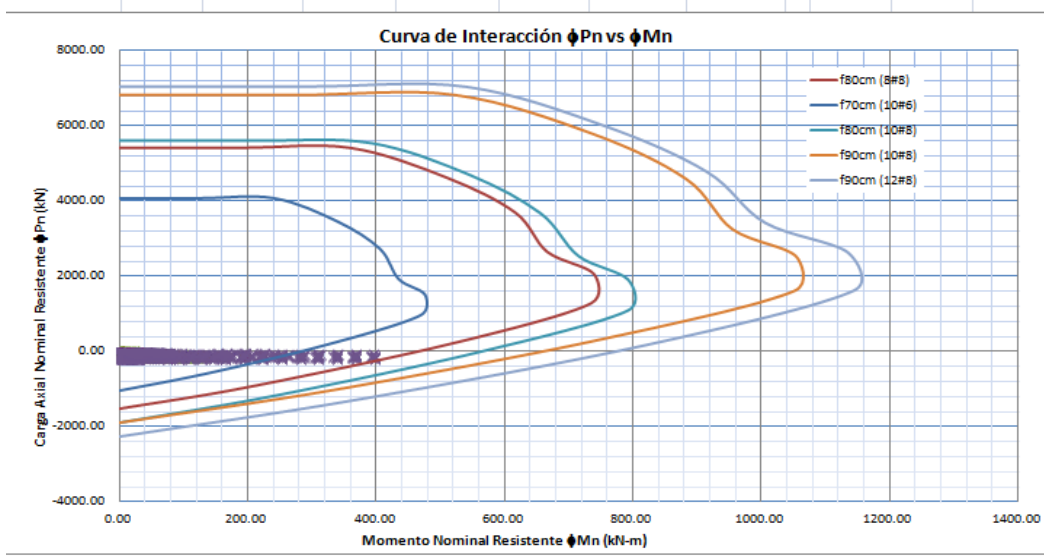


Figura 154. Diagrama de Interacción – Pilotes Estribo puente 4

6. CANTIDADES DE OBRA

Como resultado del diseño de las diferentes configuraciones de los puentes, a continuación se presentan las cantidades de obra obtenidas producto del diseño:

6.1. CANTIDADES de obra Puentes 1:

Como resultado del diseño del puente 1, en la **Tabla 85**, **Tabla 86** y **Tabla 87** se resumen las cantidades de acero, cables de preesfuerzo y el concreto necesario para construir el puente.

Tabla 85. Acero de Refuerzo – Puentes 1

PESO DE ACERO ESTRUCTURAL f_y 420 Mpa	
DIÁMETRO DEL REFUERZO	Kg
REFUERZO 3/8"	9308.
REFUERZO 1/2"	27144.
REFUERZO 5/8"	6164.
REFUERZO 3/4"	11226.
REFUERZO 7/8"	0
REFUERZO 1"	9043.
TOTAL REFUERZO PUENTE (25m - 25m)	62886.

Tabla 86. Cuadro de Tensionamiento – Puentes 1

TENSIONAMIENTO DE CABLES								
Número de Cable	Diámetro de Ducto [cm]	# de Torones	Diámetro de Torones [pulg]	Tension en el Gato [t]	Tensión en el Centro de la Luz [t] $t=0$	Tensión en el Centro de la luz [t] $t=\infty$	Longitud del Cable entre anclajes [m]	Alargamiento [cm]
1	6.12	8	5/8	152.52	143.4	122.57	50.29	21.99
2	6.12	8	5/8	152.55	143.4	122.57	50.25	21.96
3	6.12	8	5/8	151.57	143.4	122.57	50.22	21.94

Tabla 87. Volúmenes de Concreto– Puento 1

VOLÚMENES DE CONCRETO	
Estructura	m3
Vigas Preesforzadas	129.5
Viga Cabezal	6.272
Columnas	3.708
Losa	114.00
Zapatas	86.10
Pilotes	113.57
Estribo	186.96
Riostras	10.94
Parapeto	19.70
TOTAL CONCRETO	670.75

6.2. Cantidades de obra Puento 2:

Como resultado del diseño del puente 2, en la **Tabla 88**, **Tabla 89** y **Tabla 90** se resumen las cantidades de acero, cables de preesfuerzo y el concreto necesario para construir el puente.

Tabla 88. Acero de Refuerzo – Puento 2

PESO DE ACERO ESTRUCTURAL fy 420 Mpa	
DIÁMETRO DEL REFUERZO	Kg
REFUERZO 3/8"	11854.
REFUERZO 1/2"	23380.
REFUERZO 5/8"	10799.
REFUERZO 3/4"	8431.
REFUERZO 7/8"	0
REFUERZO 1"	9376.
TOTAL REFUERZO PUENTE	63841.

Tabla 89. Cuadro de Tensionamiento – Puesto 2

TENSIONAMIENTO DE CABLES								
Número de Cable	Diámetro de Ducto [cm]	# de Torones	Diámetro de Torones [pulg]	Tensión en el Gato [t]	Tensión en el Centro de la Luz [t] t=0	Tensión en el Centro de la luz [t] t=∞	Longitud del Cable entre	Alargamiento [cm]
1	6.12	7	5/8	136.67	125.4	113.17	50.65	19.55
2	6.12	7	5/8	135.02	125.4	113.17	50.62	19.53
3	6.12	7	5/8	133.4	125.4	113.17	50.58	19.51

Tabla 90. Volúmenes de Concreto – Puesto 2

VOLÚMENES DE CONCRETO	
Estructura	m3
Vigas Preesforzadas	142
Viga Cabezal	12.544
Columnas	7.416
Losa	114.00
Zapatatas	103.80
Pilotes	124.41
Estribo	186.96
Riostras	10.94
Parapeto	19.70
TOTAL CONCRETO	721.77

6.3. Cantidades de obra Puesto 3:

Como resultado del diseño del puente 3, en la **Tabla 91**, **Tabla 92** y **Tabla 93** se resumen las cantidades de acero, cables de preesfuerzo y el concreto necesario para construir el puente.

Tabla 91. Acero de Refuerzo – Puesto 3

PESO DE ACERO ESTRUCTURAL fy 420 Mpa	
DIÁMETRO DEL REFUERZO	Kg
REFUERZO 3/8"	12277.
REFUERZO 1/2"	18925.
REFUERZO 5/8"	15860.
REFUERZO 3/4"	1466.
REFUERZO 7/8"	681.
REFUERZO 1"	6789.
TOTAL REFUERZO PUENTE	55998.

Tabla 92. Cuadro de Tensionamiento – Puesto 3

TENSIONAMIENTO DE CABLES								
Número de Cable	Diámetro de Ducto	# de Torones	Diámetro de Torones [pulg]	Tension en el Gato [t]	Tensión en el Centro de la Luz [t] t=0	Tensión en el Centro de la luz [t] t=∞	Longitud del Cable entre anclajes [m]	Alargamiento [cm]
1	5.49	8	1/2	110.57	101.1	90.51	50.49	23.91
2	5.49	8	1/2	108.97	101.1	90.51	50.44	23.88
3	5.49	8	1/2	107.39	101.1	90.51	50.4	23.85

Tabla 93. Volúmenes de Concreto – Puesto 3

VOLÚMENES DE CONCRETO	
Estructura	m3
Vigas Preesforzadas	121
Viga Cabezal	12.544
Columnas	7.416
Losa	114.00
Zapatatas	103.80
Pilotes	124.41
Estribo	186.96
Riostras	9.58
Parapeto	19.70
TOTAL CONCRETO	699.40

6.4. Cantidades de obra Puentes 4:

Como resultado del diseño del puente 4, en la **Tabla 94**, **Tabla 95** y **Tabla 96** se resumen las cantidades de acero, cables de preesfuerzo y el concreto necesario para construir el puente.

Tabla 94. Acero de Refuerzo – Puentes 4

PESO DE ACERO ESTRUCTURAL fy 420 Mpa	
DIÁMETRO DEL REFUERZO	Kg
REFUERZO 3/8"	12288.
REFUERZO 1/2"	17854.
REFUERZO 5/8"	15928.
REFUERZO 3/4"	662.
REFUERZO 7/8"	681.
REFUERZO 1"	6789.
TOTAL REFUERZO PUENTE	54202.

Tabla 95. Cuadro de Tensionamiento – Puentes 4

TENSIONAMIENTO DE CABLES								
Número de Cable	Diámetro de Ducto [cm]	# de Torones	Diámetro de Torones [pulg]	Tension en el Gato [t]	Tensión en el Centro de la Luz [t] t=0	Tensión en el Centro de la luz [t] t=∞	Longitud del Cable entre anclajes [m]	Alargamiento [cm]
1	5.14	7	1/2	96.01	88.4	78.12	50.3	21.57
2	5.14	7	1/2	94.95	88.4	78.12	50.27	21.54
3	5.14	7	1/2	93.89	88.4	78.12	50.24	21.51

Tabla 96. Volúmenes de Concreto – Puentes 4

VOLÚMENES DE CONCRETO	
Estructura	m3
Vigas Preesforzadas	99
Viga Cabezal	12.544
Columnas	7.416
Losa	114.00
Zapatas	103.80
Pilotes	124.41
Estribo	186.96
Riostras	7.52
Parapeto	19.70
TOTAL CONCRETO	675.35

La **Tabla 97** muestra el resumen de las cuantías volumétricas resultantes como producto del diseño estructural de los cuatro puentes analizados con la características geométricas propuestas y cumpliendo todos los requisitos establecidos para este tipo de puentes según el CCDSP-95.

Tabla 97. Resumen de Cuantías volumétricas

	Cuantía Volumetrica (Kg/m3)			
	25-25	10-30-10	12.5-25-12.5	15-20-15
ESTRIBOS	102.3	88.6	77.8	76.6
ZAPATA	111.8	98.2	96.1	84.3
COLUMNAS	170.0	121.6	121.6	121.6
PILOTES - PILAS	104.2	107.6	101.5	101.5
BARRERA TRAFICO	68.5	68.5	68.5	68.5
VIGA CABEZAL	140.5	102.4	80.0	80.0
VIGAS	105.7	97.2	99.3	114.4
LOSA	111.9	109.3	98.9	95.5

7. PRESUPUESTO DE OBRA

Utilizando las cantidades de obra obtenidas producto del diseño estructural y siguiendo las especificaciones técnicas descritas en el los artículos del INVIAS (11) para los diferentes materiales utilizados en la construcción del puente, en los siguientes numerales se presenta el presupuesto obtenido para los cuatro puentes analizados. El valor unitario de cada ítem se siguió teniendo en cuenta los costos obtenidos en la revista CONSTRUDADA edición 168.

7.1. Presupuesto puente 1:

Tabla 98. Presupuesto Puente (25m-25m)

CANTIDADES DE OBRA PUENTE (25m-25m)						
ITEM	INVÍAS ARTÍCULO	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total
1		SUPERESTRUCTURA (VIGAS PREESFORZADAS Y LOSA EN CONCRETO REFORZADO)				
1.1	630-07	Concreto Clase A f'c=35 MPa para vigas preesforzadas	m3	129.50	\$ 473.300	\$ 61.292.350
1.2	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para losa (incluye tubería PVC para drenaje)	m3	114.00	\$ 443.115	\$ 50.515.110
1.3	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para vigas cabezal	m3	6.27	\$ 443.115	\$ 2.779.217
1.4	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para riostras	m3	10.94	\$ 443.115	\$ 4.849.451
1.5	630-07	Concreto Clase D f'c=21MPa para Parapeto	m3	19.70	\$ 346.000	\$ 6.816.200
1.6	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Vigas	kg	13684	\$ 2.052	\$ 28.079.568
1.7	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Losa	kg	12761	\$ 2.052	\$ 26.185.572
1.8	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Viga Cabezal	kg	881	\$ 2.052	\$ 1.807.812
1.9	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Riostras	kg	637.5	\$ 2.052	\$ 1.308.150
1.10	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Parapeto	kg	1349.7	\$ 2.052	\$ 2.769.605
1.11	641-07	Acero para preesfuerzo fu=1860MPa ASTM A-416 Gr 270 Baja Relajación (Incluir Accesorios)	ton-m	21618.98	\$ 1.100	\$ 23.780.882
					TOTAL SUPERESTRUCTURA	\$ 210.183.917
2		SUBESTRUCTURA				
2.1	630-07	Concreto Clase C f'c=28MPa para Estribos	m3	187.0	\$ 443.115	\$ 82.844.780
2.2	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para Columnas	m3	3.71	\$ 443.115	\$ 1.643.070
2.3	630-07	Concreto Clase D f'c=21 MPa para Zapatas	m3	86.10	\$ 346.000	\$ 29.790.600
2.4	621-07	Pilote de concreto fundido in situ, de diámetro 70cm en Concreto Clase D f'c=21MPa	m3	23.09	\$ 346.000	\$ 7.989.403
2.5	621-07	Pilote de concreto fundido in situ, de diámetro 80cm en Concreto Clase D f'c=21MPa	m3	90.48	\$ 346.000	\$ 31.305.416
2.6	642-07	Apoyo Elastomérico en Neopreno Reforzado Dureza 60 para apoyo de vigas (50x50x5)	u	12.00	\$ 176.864	\$ 2.122.368
2.7	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Estribos	kg	19124	\$ 2.052	\$ 39.242.448
2.8	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Columnas	kg	630	\$ 2.052	\$ 1.293.376
2.9	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Zapatas	kg	1979	\$ 2.052	\$ 4.060.908
2.10	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Pilotes	kg	11837.8	\$ 2.052	\$ 24.291.166
					TOTAL SUBESTRUCTURA	\$ 224.583.535

TOTAL SUPERESTRUCTURA	\$ 210.183.917
TOTAL SUBESTRUCTURA	\$ 224.583.535
TOTAL PUENTE	\$ 434.767.452

7.2. Presupuesto puente 2:

Tabla 99. Presupuesto Puente (10m-30m-10m)

CANTIDADES DE OBRA PUENTE (10m-30m-10m)						
ITEM	INVÍAS ARTÍCULO	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total
1		SUPERESTRUCTURA (VIGAS PREESFORZADAS Y LOSA EN CONCRETO REFORZADO)				
1.1	630-07	Concreto Clase A f'c=35 MPa para vigas preesforzadas	m3	142.00	\$ 473.300	\$ 67.208.600
1.2	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para losa (Incluye tubería PVC para drenaje)	m3	114.00	\$ 443.115	\$ 50.515.110
1.3	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para vigas cabezal	m3	12.54	\$ 443.115	\$ 5.558.435
1.4	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para riostras	m3	10.94	\$ 443.115	\$ 4.849.451
1.5	630-07	Concreto Clase D f'c=21MPa para Parapeto	m3	19.70	\$ 346.000	\$ 6.816.200
1.6	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Vigas	kg	13805	\$ 2.052	\$ 28.327.860
1.7	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Losa	kg	12463	\$ 2.052	\$ 25.574.076
1.8	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Viga Cabezal	kg	1285	\$ 2.052	\$ 2.636.820
1.9	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Riostras	kg	637.5	\$ 2.052	\$ 1.308.150
1.1	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Parapeto	kg	1349.7	\$ 2.052	\$ 2.769.605
1.11	641-07	Acero para preesfuerzo fu=1860MPa ASTM A-416 Gr 270 Baja Relajación (Incluir Accesorios)	ton-m	19041.99	\$ 1.100	\$ 20.946.189
				TOTAL SUPERESTRUCTURA		\$ 216.510.495
2		SUBESTRUCTURA				
2.1	630-07	Concreto Clase C f'c=28MPa para Estribos	m3	187.0	\$ 443.115	\$ 82.844.780
2.2	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para Columnas	m3	7.42	\$ 443.115	\$ 3.286.141
2.3	630-07	Concreto Clase D f'c=21 MPa para Zapatas	m3	103.80	\$ 346.000	\$ 35.914.800
2.4	621-07	Pilote de concreto fundido in situ, de diámetro 60cm en Concreto Clase D f'c=21MPa	m3	33.93	\$ 346.000	\$ 11.739.531
2.5	621-07	Pilote de concreto fundido in situ, de diámetro 80cm en Concreto Clase D f'c=21MPa	m3	90.48	\$ 346.000	\$ 31.305.416
2.6	642-07	Apoyo Elastomérico en Neopreno Reforzado Dureza 60 para apoyo de vigas (50x50x5)	u	16.00	\$ 176.864	\$ 2.829.824
2.7	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Estribos	kg	16560	\$ 2.052	\$ 33.981.120
2.8	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Columnas	kg	902	\$ 2.052	\$ 1.850.083
2.9	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Zapatas	kg	3477	\$ 2.052	\$ 7.134.804
2.10	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Pilotes	kg	13386.0	\$ 2.052	\$ 27.468.072
				TOTAL SUBESTRUCTURA		\$ 238.354.571
				TOTAL SUPERESTRUCTURA		\$ 216.510.495
				TOTAL SUBESTRUCTURA		\$ 238.354.571
				TOTAL PUENTE		\$ 454.865.066

7.3. Presupuesto puente 3:

Tabla 100. Presupuesto Puente (12.5m-25m-12.5m)

CANTIDADES DE OBRA PUENTE (12.5m-25m-12.5m)						
ITEM	INVÍAS ARTÍCULO	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total
1		SUPERESTRUCTURA (VIGAS PREESFORZADAS Y LOSA EN CONCRETO REFORZADO)				
1.1	630-07	Concreto Clase A f'c=35 MPa para vigas preesforzadas	m3	121.00	\$ 473.300	\$ 57.269.300
1.2	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para losa (Incluye tubería PVC para drenaje)	m3	114.00	\$ 443.115	\$ 50.515.110
1.3	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para vigas cabezal	m3	12.54	\$ 443.115	\$ 5.558.435
1.4	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para riostras	m3	9.58	\$ 443.115	\$ 4.243.269
1.5	630-07	Concreto Clase D f'c=21MPa para Parapeto	m3	19.70	\$ 346.000	\$ 6.816.200
1.6	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Vigas	kg	12016	\$ 2.052	\$ 24.656.832
1.7	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Losa	kg	11270	\$ 2.052	\$ 23.126.040
1.8	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Viga Cabezal	kg	1004	\$ 2.052	\$ 2.059.674
1.9	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Riostras	kg	561.8	\$ 2.052	\$ 1.152.834
1.1	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Parapeto	kg	1349.7	\$ 2.052	\$ 2.769.605
1.11	641-07	Acero para preesfuerzo fu=1860MPa ASTM A-416 Gr 270 Baja Relajación (Incluir Accesorios)	ton-m	15299.46	\$ 1.100	\$ 16.829.409
				TOTAL SUPERESTRUCTURA		\$ 194.996.709
2		SUBESTRUCTURA				
2.1	630-07	Concreto Clase C f'c=28MPa para Estribos	m3	187.0	\$ 443.115	\$ 82.844.780
2.2	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para Columnas	m3	7.42	\$ 443.115	\$ 3.286.141
2.3	630-07	Concreto Clase D f'c=21 MPa para Zapatas	m3	103.80	\$ 346.000	\$ 35.914.800
2.4	621-07	Pilote de concreto fundido in situ, de diámetro 60cm en Concreto Clase D f'c=21MPa	m3	33.93	\$ 346.000	\$ 11.739.531
2.5	621-07	Pilote de concreto fundido in situ, de diámetro 80cm en Concreto Clase D f'c=21MPa	m3	90.48	\$ 346.000	\$ 31.305.416
2.6	642-07	Apoyo Elastomérico en Neopreno Reforzado Dureza 60 para apoyo de vigas (50x50x5)	u	16.00	\$ 176.864	\$ 2.829.824
2.7	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Estribos	kg	14549	\$ 2.052	\$ 29.854.548
2.8	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Columnas	kg	902	\$ 2.052	\$ 1.850.083
2.9	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Zapatas	kg	3403	\$ 2.052	\$ 6.982.956
2.10	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Pilotes	kg	10940.0	\$ 2.052	\$ 22.448.880
				TOTAL SUBESTRUCTURA		\$ 229.056.959
				TOTAL SUPERESTRUCTURA		\$ 194.996.709
				TOTAL SUBESTRUCTURA		\$ 229.056.959
				TOTAL PUENTE		\$ 424.053.668

7.4. Presupuesto puente 4:

Tabla 101. Presupuesto Puente (15m-20m-15m)

CANTIDADES DE OBRA PUENTE (15m-20m-15m)						
ITEM	INVÍAS ARTÍCULO	DESCRIPCIÓN	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total
1		SUPERESTRUCTURA (VIGAS PREESFORZADAS Y LOSA EN CONCRETO REFORZADO)				
1.1	630-07	Concreto Clase A f'c=35 MPa para vigas preesforzadas	m3	99.00	\$ 473.300	\$ 46.856.700
1.2	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para losa (incluye tubería PVC para drenaje)	m3	114.00	\$ 443.115	\$ 50.515.110
1.3	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para vigas cabezal	m3	12.54	\$ 443.115	\$ 5.558.435
1.4	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para riostras	m3	7.52	\$ 443.115	\$ 3.333.997
1.5	630-07	Concreto Clase D f'c=21MPa para Parapeto	m3	19.70	\$ 346.000	\$ 6.816.200
1.6	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Vigas	kg	11328	\$ 2.052	\$ 23.245.056
1.7	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Losa	kg	10890	\$ 2.052	\$ 22.346.280
1.8	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Viga Cabezal	kg	1004	\$ 2.052	\$ 2.059.674
1.9	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Riostras	kg	484.3	\$ 2.052	\$ 993.743
1.1	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Parapeto	kg	1349.7	\$ 2.052	\$ 2.769.605
1.11	641-07	Acero para preesfuerzo fu=1860MPa ASTM A-416 Gr 270 Baja Relajación (Incluir Accesorios)	ton-m	13331.60	\$ 1.100	\$ 14.664.764
				TOTAL SUPERESTRUCTURA		\$ 179.159.564
2		SUBESTRUCTURA				
2.1	630-07	Concreto Clase C f'c=28MPa para Estribos	m3	187.0	\$ 443.115	\$ 82.844.780
2.2	630-07	Concreto Clase C f'c=28 MPa para Columnas	m3	7.42	\$ 443.115	\$ 3.286.141
2.3	630-07	Concreto Clase D f'c=21 MPa para Zapatas	m3	103.80	\$ 346.000	\$ 35.914.800
2.4	621-07	Pilote de concreto fundido in situ, de diámetro 60cm en Concreto Clase D f'c=21MPa	m	33.93	\$ 346.000	\$ 11.739.531
2.5	621-07	Pilote de concreto fundido in situ, de diámetro 80cm en Concreto Clase D f'c=21MPa	m	90.48	\$ 346.000	\$ 31.305.416
2.6	642-07	Apoyo Elastomérico en Neopreno Reforzado Dureza 60 para apoyo de vigas (50x50x5)	u	16.00	\$ 176.864	\$ 2.829.824
2.7	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Estribos	kg	14318	\$ 2.052	\$ 29.380.536
2.8	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Columnas	kg	902	\$ 2.052	\$ 1.850.083
2.9	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Zapatas	kg	2983	\$ 2.052	\$ 6.121.116
2.10	640-07	Acero de refuerzo fy=420MPa Gr 60 para Pilotes	kg	10931.0	\$ 2.052	\$ 22.430.412
				TOTAL SUBESTRUCTURA		\$ 227.702.639

TOTAL SUPERESTRUCTURA	\$ 179.159.564
TOTAL SUBESTRUCTURA	\$ 227.702.639
TOTAL PUENTE	\$ 406.862.203

8. CONCLUSIONES

Desde el punto de vista del diseño, específicamente en el diseño del preesfuerzo de las vigas continuas de tres luces, se determinó que la eficiencia de los cables de preesfuerzo aumenta a medida que la longitud de sus luces tienden a ser iguales. Cuando hay una luz muy corta comparada con las otras luces, hace que se presenten mayor cantidad de pérdidas instantáneas de preesfuerzo debido a la fricción y curvatura del cable porque el cable tiene un trayecto muy corto entre apoyos para desarrollar la máxima excentricidad en la altura de la viga, mientras que si todas las luces tienen la misma longitud se disminuye considerablemente las pérdidas de preesfuerzo principalmente las pérdidas instantáneas, debido a una trayectoria menos forzada del cable. Esta pérdida excesiva de preesfuerzo hace que se incrementen los costos del puente porque es necesario aumentar la fuerza en el gato para contrarrestar estas pérdidas. Los costos del acero de preesfuerzo en el presupuesto total del puente corresponden al 5%.

Del presupuesto de obra de los puentes obtenido del diseño estructural se extrae que el puente cuya superestructura resultó ser menos costosa fue el puente No. 4 (15m-20m-15m), seguido por el puente No.3 (12.5m-25m-12.5m) posteriormente el puente No. 1 (25m-25m) y el puente más costoso en cuanto a superestructura fue el puente No. 2 (10m-30m-10m). Este resultado de costos se ajusta a lo encontrado en el diseño del preesfuerzo, que establecía que cuanto hay una diferencia muy marcada en la longitud de las luces se presentaban mayor cantidad de pérdidas, en este caso la superestructura más costosa se presentó en el puente No. 2 (10m-30m-10m) que es el puente que tiene la mayor diferencia en cuanto a la longitud de su luz central comparada con las luces exteriores.

El presupuesto de obra de los puentes en cuanto a subestructura muestra que el puente de menor costo fue el puente No. 1 (25m-25m), seguido por el puente No. 4 (15m-20m-15m), luego el puente No. 3 (12.5m-25m-12.5m) y finalmente el puente más costoso en cuanto a subestructura fue el puente No. 2 (10m-30m-10m).

Analizando el costo total de los puentes, se obtiene que definitivamente el puente más costoso es el puente No. 2 (10m-30m-10m) ya que tanto la superestructura como la subestructura son la más costosas de todas. Su configuración hace que sea necesario utilizar secciones geométricas más grandes comparadas con los demás puentes debido a que su luz central es tres veces el tamaño de las luces exteriores, generando momentos positivos (centro de luz) y momentos negativos (apoyos) muy grandes que gobiernan el diseño del puente, haciendo necesario la utilización de mayor cantidad de refuerzo y secciones más grandes.

El puente No.3 (12.5m-25m-12.5m) es el puente con el segundo costo más elevado, sigue las mismas características que el puente No 2 (10m-30m-10m) que es el de mayor costo pero en una menor proporción, su luz central de (25m) es el doble de las luces exteriores (12.5m). A pesar que se ve sometido a las mismas cargas vivas y cargas sobrepuestas que el puente No. 2, sus momentos máximos positivos y negativos son inferiores, haciendo que se requieran secciones de menor tamaño y menor cantidad de acero de refuerzo, por ende su costo total también es inferior.

Comparando el costo total del puente No.1 (25m-25m) y puente No. 4 (15m-20m-15m) se encuentra este último es un 6.8% más económico. La diferencia sustancial radica en el costo de la superestructura, ya que en el puente No. 4 al tener luces más cortas que el puente No.1 se requiere secciones más esbeltas y menor cantidad de acero de refuerzo para contrarrestar la misma carga viva durante la vida útil de la estructura.

En consecuencia, el análisis de costos de los diferentes puentes permite concluir que si se tiene la opción de escoger entre diseñar un puente de dos luces con vigas continuas o diseñar un puente de tres luces con vigas continuas para una misma longitud de puente y optimizar costos en el diseño, se procurará escoger el diseño del puente de tres luces con vigas continuas siempre y cuando en lo posible se trate de utilizar las tres luces de la misma longitud. Si se sigue la proyección de utilizar las luces de la misma longitud y se diseña el puente de 50m con tres luces de 16.66m se optimiza aun más las secciones y la cantidad de refuerzo suministrado obteniendo un menor costo en las cantidades de obra.

Un factor importante en el momento de decidir el número de luces a utilizar en el diseño de un puente es el estudio de suelos, ya que si por estudios geotécnicos se recomienda que la cimentación de los pilotes sea demasiado profunda (>20m) haría que la optimización que se logre en secciones de concreto y acero de refuerzo que se obtiene de la superestructura se pierda en la construcción de la cimentación.

Hay que tener en cuenta que el análisis de costos efectuado se realizó desde el punto de vista del diseño, evaluando únicamente el valor de los materiales obtenido producto de las cantidades de obra resultantes del proceso de análisis y diseño estructural (volúmenes de concreto y peso de acero de refuerzo), no se tiene en cuenta el proceso constructivo y el factor tiempo en la construcción por lo que los resultados obtenidos en este trabajo puedan variar al considerar estas variables. Se recomienda en un trabajo de grado del sector de la construcción considerar estas y otras variables propias de este campo para complementar la comparación económica y obtener resultados definitivos.

9. REFERENCIAS

1. **YAMIN, Luis E.** *Vulnerabilidad sísmica de puentes en Colombia y estrategias para rehabilitación.* Bogota D.C. : Universidad de los Andes, Marzo 2001.
2. **FRANCO, Edgar fernando.** *Comparación económica del diseño de superestructura utilizando el método LRFD de la ASTO y el CCDSP95.* Trabajo de grado especialización en estructuras : Bogota D.C., 2001.
3. **TORRES, Juan Ricardo.** *Comparación económica de diseño de puentes en concreto reforzado con superestructura de losa y vigas de dos y tres luces: Vigas continuas contra vigas simplemente apoyadas.* Trabajo de grado especialización en estructuras : Bogotá D.C., 2006.
4. **MORA, Javier Alfonso.** *Análisis y diseño de puentes preesforzados de luz continua.* Trabajo de grado especialización en estructuras : Bogotá D.C., 2009.
5. **INVIAS (Instituto Nacional de Vías).** *Código colombiano de diseño sísmico de puentes.* 1995.
6. **VALLECILLA BAHENA, Carlos Ramiro.** *Puentes en concreto postensado.* Bogotá D.C. : Editorial Bauen, 2009.
7. **DUEÑAS PUENTES, Diego Ernesto.** *Coefficiente de fricción por curvatura no intencional en concreto postensado.* Bogota D.C. : Revista Ingeniería e investigación, 2007. Vol. 27.
8. **VALLECILLA BAHENA, Carlos RAMIRO.** *Manual de puentes en concreto reforzado.* Bogotá D.C. : Editorial Bauen, Diciembre, 2006.
9. **VALLECILLA BAHENA, Carlos Ramiro.** *Construcción de líneas de influencia en vigas continuas y marcos indeterminados.* Bogotá D.C. : Editorial Bauen, 2006.
10. **SEGURA FRANCO, Jorge.** *Estructuras de concreto I.* Bogotá D.C. : s.n., 2011.
11. **INVIAS (Instituto Nacional de Vías).** *Especificaciones generales de construcción de carreteras.* 2007.
12. **IDU (Instituto de Desarrollo Urbano).** *Listado de precios de referencia de actividades de obra.* Enero 2013.

10. ANEXOS

**(Planos, cartillas de despiece y volúmenes
de concreto)**

VOLÚMENES DE CONCRETO

VOLUMENES DE CONCRETO PUENTE 25-25

VIGAS PREENFORZADAS			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Viga	Volumen (m3)
0.6475	50	4	129.5

VIGA CABEZAL			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Viga	Volumen (m3)
0.64	9.8	1	6.272

COLUMNAS			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Columna	Volumen (m3)
0.36	5.15	2	3.708

LOSA			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Losa	Volumen (m3)
2.28	50	1	114.00

ZAPATA PILA CENTRAL			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Zapatas	Volumen (m3)
1.5	11.8	1	17.7

PILOTES - ESTRIBO			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Pilotes	Volumen (m3)
0.502656	15	12	90.48

PILOTES - PILA CENTRAL			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Pilotes	Volumen (m3)
0.384846	15	4	23.09

ESTRIBO			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
8.2	11.4	2	186.96

ZAPATA ESTRIBO			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
3	11.4	2	68.40

RIOSTRAS			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
0.48	11.4	2	10.94

PARAPETO			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
0.197	50	2	19.70

VOLUMENES DE CONCRETO PUENTE 10-30-10

VIGAS PREESFORZADAS				PILOTES - PILA CENTRAL			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Viga	Volumen (m3)	Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Pilotes	Volumen (m3)
0.71	50	4	142	0.282744	15	8	33.93
VIGA CABEZAL				ESTRIBO			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Viga	Volumen (m3)	Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
0.64	9.8	2	12.544	8.2	11.4	2	186.96
COLUMNAS				ZAPATA ESTRIBO			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Columna	Volumen (m3)	Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
0.36	5.15	4	7.416	3	11.4	2	68.40
LOSA				RIOSTRAS			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Losa	Volumen (m3)	Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
2.28	50	1	114.00	0.48	11.4	2	10.94
ZAPATA PILA CENTRAL				PARAPETO			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Zapatas	Volumen (m3)	Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
1.5	11.8	2	35.4	0.197	50	2	19.70
PILOTES - ESTRIBO							
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Pilotes	Volumen (m3)				
0.502656	15	12	90.48				

VOLUMENES DE CONCRETO PUENTE 12.5 - 25 - 12.5

VIGAS PREESFORZADAS			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Viga	Volumen (m3)
0.605	50	4	121

VIGA CABEZAL			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Viga	Volumen (m3)
0.64	9.8	2	12.544

COLUMNAS			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Columna	Volumen (m3)
0.36	5.15	4	7.416

LOSA			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Losa	Volumen (m3)
2.28	50	1	114.00

ZAPATA PILA CENTRAL			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Zapatas	Volumen (m3)
1.5	11.8	2	35.4

PILOTES - ESTRIBO			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Pilotes	Volumen (m3)
0.502656	15	12	90.48

PILOTES - PILA CENTRAL			
Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Pilotes	Volumen (m3)
0.282744	15	8	33.93

ESTRIBO			
Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
8.2	11.4	2	186.96

ZAPATA ESTRIBO			
Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
3	11.4	2	68.40

RIOSTRAS			
Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
0.42	11.4	2	9.58

PARAPETO			
Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
0.197	50	2	19.70

VOLUMENES DE CONCRETO PUENTE 15 - 25 - 15

VIGAS PREENFORZADAS			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Viga	Volumen (m3)
0.495	50	4	99

VIGA CABEZAL			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Viga	Volumen (m3)
0.64	9.8	2	12.544

COLUMNAS			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Columna	Volumen (m3)
0.36	5.15	4	7.416

LOSA			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Losa	Volumen (m3)
2.28	50	1	114.00

ZAPATA PILA CENTRAL			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Zapatas	Volumen (m3)
1.5	11.8	2	35.4

PILOTES - ESTRIBO			
Area Sección (m2)	Longitud (m)	Cantidad Pilotes	Volumen (m3)
0.502656	15	12	90.48

PILOTES - PILA CENTRAL			
Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Pilotes	Volumen (m3)
0.282744	15	8	33.93

ESTRIBO			
Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
8.2	11.4	2	186.96

ZAPATA ESTRIBO			
Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
3	11.4	2	68.40

RIOSTRAS			
Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
0.33	11.4	2	7.52

PARAPETO			
Area Sección	Longitud (m)	Cantidad Estribos	Volumen (m3)
0.197	50	2	19.70