
Diseño y cálculo de la estructura de puente tipo doble voladizo contrapesado de 125 metros de longitud como propuesta alternativa a los sistemas isostáticos tradicionales implementados en Guatemala.

José Guillermo Aldana Suchini



UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



Diseño y cálculo de la estructura de puente tipo doble voladizo contrapesado de 125 metros de longitud como propuesta alternativa a los sistemas isostáticos tradicionales implementados en Guatemala.

Trabajo de graduación presentado por José Guillermo Aldana Suchini
para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2020

Vo.Bo.:

(f) _____
Ing. Hugo Pallais

Tribunal Examinador:

(f) _____
Ing. Hugo Pallais

(f) _____
MBA. Roberto Godo

(f) _____
Ing. Alvaro Cordova

Fecha de aprobación: Guatemala, 14 de enero de 2020.

Quiero agradecer en primer lugar a Dios por la vida, por permitirme cumplir este sueño que fue gracias a su sabiduría y amor, por siempre estar a mi lado y no dejarme decaer nunca.

A mis padres, por no solo ser mis pilares y ejemplos de vida, sino que también por estar cada vez que los necesité, por darme consejos que uno de joven nunca pensó llegar a necesitar, pero sobre todo por creer en la decisión de un joven de 17 años que soñaba con ser ingeniero civil, por estar siempre en los momentos más difíciles de mi carrera y por mostrarme que en esta vida no hay nada imposible.

A mi hermano, por ser la persona que he tenido a mi lado acompañándome a lo largo de toda mi vida y por ser uno de mis pilares para dejarle un ejemplo a seguir en su vida universitaria.

A mi familia, porque cada una de las personas que la conforman me demostraron su amor y su apoyo durante los años que duró este reto, demostrándome en cada uno de los momentos compartidos que confiaban en mí y en que lo podía lograr.

A Cecilia Ramos, por su amor infinito, por llegar en el momento oportuno para ser ese apoyo incondicional en mi vida, por enseñarme a tener paciencia en el tiempo que duró este proyecto, por creer en mí y en todos mis sueños.

A mis amigos, Jorge Suchite, Diego Diaz, Ramón Samayoa, Diego Alegría, Diego Valdez, Katerine Miranda, Nicolle Miranda, Jacqueline Rivera, Otto Zepeda, Juan Raimundo y Rodrigo Arbizú, por ser unas personas excepcionales, son una parte importante en mi vida, con quienes compartí muchas experiencias que hicieron que la vida universitaria fuera inolvidable.

Al Ing. Hugo Pallais, por haber sido mi guía para realizar este proyecto, por su tiempo y confianza en todo momento, por ser un ejemplo a seguir de mi persona y por ser más que un catedrático, por ser mi amigo.

A mis catedráticos, en especial a: Ing. Roberto Godo, Ing. Otoniel Echeverria, Arq. Al Moshe y Lic. Eugenia Barillas, por su tiempo y por tomarme un cariño especial.

Prefacio	III
Lista de figuras	XI
Lista de cuadros	XIII
Resumen	XIV
Abstract	XV
I. Introducción	1
II. Antecedentes	3
III. Justificación	5
IV. Objetivos	6
A. Objetivo general	6
B. Objetivos específicos	6
V. Marco teórico	7
A. Filosofías de diseño	7
1. Método ASD (Allowable Stress Design)	7
2. Método LRFD (Load and Resistance Factor Design)	8
B. Normativas para diseño de puentes en Guatemala	8
1. AASHTO LRFD 2017	8
2. AGIES 2018 NSE 5.2	9
C. Normativa para el diseño de concreto reforzado y presforzado	10
1. ACI 318-14	10
D. Tipología de puentes	10
1. Puentes en arco	10
2. Puentes compuestos por vigas	11
3. Puentes colgantes	11
4. Estructuras tipo armadura	12

5.	Puentes de sección tipo cajón	14
E.	Sistemas estáticamente determinados e indeterminados	24
F.	Líneas de influencia	24
G.	Procedimientos constructivos	25
1.	Carros de avance	25
2.	Formaleta estática	27
3.	Formaleta desplazable	27
4.	Formaleta autoportante	28
5.	Puentes lanzados	28
H.	Factores y combinaciones de carga	29
1.	Factores de carga por cargas constructivas	31
2.	Factores de carga para fuerza de tensado y postensado	31
I.	Factores de resistencia	32
1.	Construcción convencional	32
2.	Construcción por segmentos	33
J.	Cargas permanentes	34
1.	Cargas permanentes	34
K.	Sobrecargas vivas	35
1.	Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos auto- motores de carga y sus combinaciones	35
2.	Sobrecarga vehicular de diseño	36
3.	Camión de diseño	37
4.	Tándem de diseño	38
5.	Carga del carril de diseño	38
6.	Cargas peatonales	38
7.	Área de contacto de los neumáticos	38
8.	Factor de presencia múltiple	39
9.	Incremento por carga dinámica	39
10.	Fuerza de frenado	40
L.	Propiedades del concreto	40
1.	Resistencia a la compresión del concreto	40
2.	Módulo de elasticidad del concreto	41
3.	Coefficiente de Poisson	41
4.	Módulo de ruptura	41
5.	Resistencia a la tracción	42
M.	Propiedades del acero de preesfuerzo	42
1.	Tipos del acero de preesfuerzo	42
2.	Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzos	43
N.	Concreto presforzado	43
1.	Concreto pretensado	44
2.	Concreto postensado	44
Ñ.	Pérdidas de preesfuerzo en elementos postensados	50
1.	Durante transferencia de la fuerza de preesfuerzo ($t=0$)	50
2.	Durante la etapa de servicio de la estructura ($t=\infty$)	50
O.	Esfuerzos permisibles en el concreto de elementos preesforzados	53
1.	Resistencias específicas del concreto	53
2.	Esfuerzos de compresión permisibles al momento de la transferencia del preesfuerzo	54

3.	Esfuerzos de tensión permisibles al momento de la transferencia del preesfuerzo	54
4.	Esfuerzos de compresión permisibles después de las pérdidas de preesfuerzo	55
5.	Esfuerzos de tensión permisibles después de las pérdidas de preesfuerzo	55
6.	Pérdida de pretensado total	56
P.	Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo	57
Q.	Capacidad a flexo-compresión de elementos postensados	58
1.	Flexo-compresión	58
2.	Esfuerzos en el acero de presfuerzo	59
R.	Diseño a cortante	60
1.	Regiones solícitas a flexión	60
2.	Regiones que requieren armadura transversal	61
3.	Mínima armadura transversal	61
4.	Esfuerzo de corte en el concreto	61
5.	Máxima separación del acero transversal	62
6.	Secciones próximas a los apoyos	62
7.	Resistencia nominal al corte	64
S.	Deformaciones	66
1.	Flechas y contraflechas	66
2.	Criterios de deflexión	66
3.	Criterios opcionales para relaciones longitud de tramo-profundidad . .	67
4.	Deformación axial	68
T.	Durabilidad	68
1.	Protección de los tendones de pretensado	69

VI. Metodología **70**

VII. Análisis de resultados **75**

A.	Predimensionamiento de sección cajón	76
B.	Cálculo de momentos y cortantes de cargas durante construcción	78
C.	Propiedades de secciones transversales de dovelas	81
1.	Dovela en el apoyo	81
2.	Dovela a 5 metros de apoyo	82
3.	Dovela a 10 metros de apoyo	83
4.	Dovela a 15 metros de apoyo	84
5.	Dovela a 20 metros de apoyo	85
6.	Dovela a 25 metros de apoyo	86
7.	Dovela a 30 metros de apoyo	87
8.	Dovela a 35 metros de apoyo	88
9.	Dovela a 40 metros de apoyo	89
10.	Dovela a 45 metros de apoyo	90
11.	Dovela a 50 metros de apoyo	91
12.	Dovela a 55 metros de apoyo	92
13.	Dovela a 60 metros de apoyo	93
14.	Dovela a 62.5 metros de apoyo	94
D.	Deflexiones durante construcción	95
E.	Predimensionamiento de apoyos	99

F.	Fuerza inicial de presfuerzo requerida	101
G.	Diseño a corte durante construcción	113
H.	Cálculo de momentos y cortantes durante servicio	122
I.	Deflexión debido a las cargas durante servicio	126
J.	Fuerza final de presfuerzo durante servicio	127
K.	Diseño a corte durante servicio	143
VIII.	Conclusiones	147
IX.	Recomendaciones	149
X.	Bibliografía	150
XI.	Anexos	153
A.	Memoria de cálculo	153

Lista de figuras

1.	Combinaciones de carga LRFD según ACI 318-14	8
2.	Logo AASHTO	9
3.	Logotipo de AGIES	10
4.	Puente tipo arco	11
5.	Puente colgante	12
6.	Warren Truss	13
7.	Howe Truss	13
8.	Pratt Truss	14
9.	Puente Almodóvar en Córdoba, España	14
10.	Puente Martín Prado Vélez	15
11.	Puente Río Dulce	16
12.	Budan Bridge	17
13.	Mtentu bridge	17
14.	No. 6 National Highway	18
15.	Beylerderesi Bridge	18
16.	Agin Bridge	19
17.	Kao ping hsi bridge approach	20
18.	Lemah Ireng II Bridge	20
19.	Partes de una sección cajón típica	21
20.	Líneas de influencia de un sistema simplemente apoyado	25
21.	Construcción de dovela por voladizos sucesivos	26
22.	Tipos de carros de avance	26
23.	Cimbra estática	27
24.	Cimbra desplazable	28
25.	Cimbra autoportante	28
26.	Puentes lanzados	29
27.	Combinaciones de cargas y factores de carga según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.4.1	30
28.	Factores de carga permanentes según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.4.1	30
29.	Factores para construcciones por segmentos según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.5.4.2.2	33
30.	Densidades de materiales según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.5.1	34
31.	Tipo de combinaciones vehiculares	36

32.	Patrones de carga viva de diseño	37
33.	Características del camión de diseño según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.6.1.2.2	37
34.	Factor de presencia múltiple según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.6.1.1.2	39
35.	Incremento por carga dinámica según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.6.2.1	40
36.	Propiedades de pretensado según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.4.4.1	42
37.	Trayectoria parabólica de la fuerza de preesfuerzo	43
38.	Sección de viga pretensada	44
39.	Sección de viga postensada	45
40.	Acción del peso propio	45
41.	Sección de anclaje	46
42.	Dimensiones según el arreglo de cable	46
43.	Separación entre centros según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.10.3.3.1	49
44.	Formación de fisuras en preesfuerzo adheridos y no adheridos	50
45.	Retracción por fraguado	51
46.	Flujo plástico	52
47.	Deformaciones en el concreto en función del tiempo	52
48.	Tensionamiento en etapas	53
49.	Límites para la tensión de tracción según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.9.4.1.2	54
50.	Límites para la tensión de compresión después de pérdidas	55
51.	Límites de tensión después de las pérdidas según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.9.4.2.2	56
52.	Límites de tensión para pretensado según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.9.3.1	57
53.	Superposición de esfuerzos debidos a la acción	58
54.	Valores k según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.7.3.1.1	59
55.	Zona próxima al apoyo	63
56.	Diseño al corte tradicional	64
57.	Profundidades mínimas utilizadas	67
58.	Relación de altura de vigas	77
59.	Análisis de peso propio en voladizo	78
60.	Cortantes generados por peso propio en tramo en voladizo	78
61.	Momentos generados por peso propio en tramo en voladizo	78
62.	Análisis de carro de avance a $L/2$	79
63.	Cortantes generados por carro de avance	79
64.	Momentos generados por carro de avance	79
65.	Análisis de carga distribuida durante construcción	80
66.	Cortante debido a carga distribuida durante construcción	80
67.	Momentos debido a carga distribuida durante construcción	80
68.	Sección transversal dovela en el apoyo	81
69.	Vista 3D de dovela en el apoyo	81
70.	Sección transversal dovela a 5 metros	82
71.	Vista 3D de dovela a 5 metros	82
72.	Sección transversal dovela a 10 metros	83
73.	Vista 3D de dovela a 10 metros	83
74.	Sección transversal dovela a 15 metros	84
75.	Vista 3D de dovela a 15 metros	84

76.	Sección transversal dovela a 20 metros	85
77.	Vista 3D de dovela a 20 metros	85
78.	Sección transversal dovela a 25 metros	86
79.	Vista 3D de dovela a 25 metros	86
80.	Sección transversal dovela a 30 metros	87
81.	Vista 3D de dovela a 30 metros	87
82.	Sección transversal dovela a 35 metros	88
83.	Vista 3D de dovela a 35 metros	88
84.	Sección transversal dovela a 40 metros	89
85.	Vista 3D de dovela a 40 metros	89
86.	Sección transversal dovela a 45 metros	90
87.	Vista 3D de dovela a 45 metros	90
88.	Sección transversal dovela a 50 metros	91
89.	Vista 3D de dovela a 50 metros	91
90.	Sección transversal dovela a 55 metros	92
91.	Vista 3D de dovela a 55 metros	92
92.	Sección transversal dovela a 60 metros	93
93.	Vista 3D de dovela a 60 metros	93
94.	Sección transversal dovela a 62.5 metros	94
95.	Vista 3D de dovela a 62.5 metros	94
96.	Deflexión total durante construcción	98
97.	Sección transversal de dovela en el apoyo	99
98.	Vista 3D de dovela en el apoyo	100
99.	Datos a utilizar para cálculo del acero de presfuerzo	102
100.	Cálculo de la fuerza inicial de presfuerzo en dovela en el apoyo	103
101.	Cálculo de número de torones requeridos	104
102.	Datos a utilizar para verificación del acero de presfuerzo	105
103.	Cálculo de esfuerzos de tensión de cables sin curvar	106
104.	Esfuerzos de tensión de cables sin curvar con excentricidad variable y sin curvar sin excentricidad.	107
105.	Cálculos de excentricidades	108
106.	Arreglo de presfuerzo inicial	111
107.	Arreglo de presfuerzo inicial	112
108.	Cálculo de resistencia al corte nominal del concreto parte	113
109.	Verificación de requerimiento de acero transversal	115
110.	Cálculo del corte nominal debido al acero transversal	116
111.	Cálculo del acero mínimo	118
112.	Cálculo de esfuerzo de corte en el concreto	119
113.	Verificación de corte	121
114.	Análisis de peso propio en servicio	122
115.	Cortante generado por peso propio durante servicio	122
116.	Momentos generados por peso propio durante servicio	122
117.	Análisis de carga distribuida durante servicio	123
118.	Cortantes generados por carga distribuida durante servicio	123
119.	Momentos generados por carga distribuida durante servicio	123
120.	Cortantes generados por el camión de diseño T3-S2-R4	124
121.	Momentos generados por el camión de diseño T3-S2-R4	124
122.	Diagrama de deflexión total	127

123. Datos a utilizar para cálculo del acero de presfuerzo final	128
124. Cálculo de fuerza final de presfuerzo	129
125. Cálculo de número de torones requeridos	130
126. Verificación de esfuerzos debido a torones ubicados en fibra superior	131
127. Cálculo de esfuerzos de tensión de cables sin curvar durante servicio	134
128. Cálculo de esfuerzos de tensión de cables sin curvar con excentricidad variables y cables por curvar sin excentricidad durante etapa de servicio	135
129. Cálculo de excentricidades requeridas	137
130. Arreglo de presfuerzo durante servicio	140
131. Arreglo de presfuerzo durante servicio	141
132. Elevación final de superestructura	142
133. Cálculo de propiedades geométricas por metro	153
134. Propiedades geométricas de elementos para cálculo parte 1	154
135. Propiedades geométricas de elementos para cálculo parte 2	155
136. Cálculo de deflexiones durante construcción	156
137. Cálculo de fuerza inicial de presfuerzo parte 1	157
138. Cálculo de fuerza inicial de presfuerzo parte 2	158
139. Cálculo de verificación de esfuerzos durante construcción parte 1	159
140. Cálculo de verificación de esfuerzos durante construcción parte 2	160
141. Cálculo de corte durante construcción parte 1	161
142. Cálculo de corte durante construcción parte 2	162
143. Cálculo de corte durante servicio parte 1	163
144. Cálculo de corte durante servicio parte 2	164
145. Cálculo de deflexión durante servicio	165
146. Cálculo de fuerza de presfuerzo final parte 1	166
147. Cálculo de fuerza de presfuerzo final parte 2	167
148. Verificación de esfuerzos durante servicio parte 1	168
149. Verificación de esfuerzos durante servicio parte 2	169
150. Verificación de esfuerzos durante servicio parte 3	170

Lista de cuadros

1.	Combinaciones de carga ASD según ASCE Standard ASCE/SEI 7-10	7
2.	Comparación de alturas de cajón en superestructuras alrededor del mundo . .	21
3.	Factores de resistencia	32
4.	Descripción de tipos de ejes	35
5.	Datos generales	75
6.	Predimensionamiento de viga sección cajón	76
7.	Relación de alturas	76
8.	Trayectoria parabólica de la superestructura	77
9.	Propiedades de sección transversal de dovela en el apoyo	81
10.	Propiedades de sección transversal de dovela a 5 metros del apoyo	82
11.	Propiedades de sección transversal de dovela a 10 metros del apoyo	83
12.	Propiedades de sección transversal de dovela a 15 metros del apoyo	84
13.	Propiedades de sección transversal de dovela a 20 metros del apoyo	85
14.	Propiedades de sección transversal de dovela a 25 metros del apoyo	86
15.	Propiedades de sección transversal de dovela a 30 metros del apoyo	87
16.	Propiedades de sección transversal de dovela a 35 metros del apoyo	88
17.	Propiedades de sección transversal de dovela a 40 metros del apoyo	89
18.	Propiedades de sección transversal de dovela a 45 metros del apoyo	90
19.	Propiedades de sección transversal de dovela a 50 metros del apoyo	91
20.	Propiedades de sección transversal de dovela a 55 metros del apoyo	92
21.	Propiedades de sección transversal de dovela a 60 metros del apoyo	93
22.	Propiedades de sección transversal de dovela a 62.5 metros del apoyo	94
23.	Deflexión causada por peso propio durante construcción	95
24.	Deflexión causada por carga distribuida durante construcción	96
25.	Deflexión causada por carro de avance	97
26.	Deflexión total en la superestructura durante construcción	98
27.	Datos a utilizar para predimensionamiento de apoyos para evitar el volteo . .	99
28.	Predimensionamiento del largo necesario para evitar el volteo	100
29.	Fuerza inicial de presfuerzo y número de torones requeridos cada 5 metros de longitud	104
30.	Cables requeridos para soportar la fuerza inicial de presfuerzo	105
31.	Esfuerzos de tensión en cables sin curvar	106

32.	Esfuerzos de tensión generados por cables de 27 torones con excentricidad variable y cables de 27 torones sin excentricidad	107
33.	Verificación de esfuerzos de tensión	109
34.	Verificación de esfuerzos de compresión	110
35.	Resistencia al corte nominal en el concreto	114
36.	Requerimiento de acero transversal	115
37.	Corte nominal del acero transversal	117
38.	Verificación de acero mínimo	118
39.	Esfuerzos a corte en el concreto	120
40.	Verificación de corte	121
41.	Resumen de momentos generados por cada carga actuante	125
42.	Deflexión total durante servicio	126
43.	Fuerza final de presfuerzo y número de torones requeridos cada 5 metros de longitud	130
44.	Verificación de esfuerzos de torones ubicados en la fibra superior	132
45.	Cables requeridos para soportar la fuerza de presfuerzo final	133
46.	Esfuerzos de tensión en cables sin curvar para presfuerzo final	134
47.	Esfuerzos de tensión de cables sin curvar con excentricidad variables y cables por curvar sin excentricidad durante etapa de servicio	136
48.	Verificación de esfuerzos de tensión para presfuerzo final	138
49.	Verificación de esfuerzos de compresión durante servicio	139
50.	Verificación de requerimiento de acero transversal	143
51.	Corte nominal del acero transversal durante servicio	144
52.	Verificación de acero mínimo durante servicio	144
53.	Verificación de espaciamiento máximo	145
54.	Verificación de corte nominal	146
55.	Tipo de vehículos autorizados	171

Esta tesis consiste en el diseño y cálculo estructural de una superestructura de voladizos contrapesados de concreto postensado con una longitud total de 125 metros de longitud como alternativa a los sistemas tradicionales utilizados en el país. Esta será tanto de uso peatonal como vehicular, ya que contará con dos aceras para peatones y 2 carriles vehiculares de 3.6 metros de ancho cada uno.

El primer paso para la elaboración del tema de investigación fue el diseño de la estructura, tomando en cuenta las solicitaciones que exige la normativa AASHTO LRFD 2017. Se diseñaron las vigas longitudinales postensadas utilizando la tipología de vigas sección cajón, obteniendo las propiedades geométricas que describen al puente en su trayectoria. Asimismo se diseñaron los arreglos de presfuerzos necesarios para soportar los momentos causados por las cargas actuantes durante construcción y servicio, y además se verificaron las deflexiones máximas admisibles durante cada una de las etapas de la superestructura.

Los puentes que poseen vigas sección cajón se pueden construir por diferentes procedimientos constructivos; cada uno se elige dependiendo de las solicitaciones del proyecto. En esta investigación se desarrolla lo que es el método de avance por voladizos sucesivos especificando que se realizara con dovelas *In situ*; se utilizará este sistema por las grandes luces a cubrir en la estructura, ya que el procedimiento se especializa en este tipo de solicitaciones y así hace que sea efectiva la construcción de la misma.

Debido a que esta tesis corresponde a la rama del diseño y cálculo estructural, se utilizarán valores que se han implementado en la zona de estudio de la ingeniería estructural. El diseño se realizó para el tren de carga viva T3-S2-R4 con un peso de 57 toneladas, haciendo referencia al Reglamento para el Control de Pesos y Dimensiones de Vehículos Automotores y sus Combinaciones de Carga según el Acuerdo Gubernativo 379-2010 de la Dirección General de Caminos, institución encargada en el país de llevar a cabo los controles respectivos sobre las carreteras en el país.

The present investigation consists of the design and structural calculation of a superstructure of balanced cantiliver with a total length of 125 meters. The superstructure in mention will be designed for pedestrian and vehicle usage, with two sidewalks for pedestrians and 2 vehicular lanes of 3.6 meters wide each.

The first step for the development of this research was the design of the structure. For the structural design, all the specifications required by the AASHTO LRFD 2017 were followed. The post-tensioned longitudinal beams were designed based on the box section beam type. The general design consisted of calculating the geometric properties that describe the bridge along its trajectory, determining the necessary prestress arrangements to withstand the moments caused by the loads acting during construction and service and lastly, verifying the maximum permissible deflections during each of the stages of the superstructure.

The bridges that have box section beams can be constructed with different constructive procedures, each of which is chosen depending on the specifications and conditions of the project. For the purpose of this investigation, the bridge was developed with the progress by successive overhangs method, specifying that the structure will be done with segments insitu. Because of the large lights to be covered in the structure this methodology of progress by successive overhangs has proven to be a great solution, since it specializes in this type of solicitations and thus makes its construction effective.

Since the scope of investigations is the design and calculation of a bridge structure, the values chosen for the design were based on values that have been used previously in other structural engineering projects or areas. The design was made with the live freight train T3-S2-R4 with a weight of 57 tons, referred in the “Regulation for the control of weights and dimensions of motor vehicles of the agreement 379-210” from the Dirección General de Caminos of Guatemala, which is the state institution in charge of the administration of the road network in the country.

Guatemala está ubicado en el centro de América y es un país con una topografía elevadamente accidentada en todo el territorio nacional, debido a que se conforma por tres placas tectónicas que son: La placa de Cocos, La placa de Norteamericana y La placa del Caribe. Esto hace que el país posea este tipo de topografía; además Guatemala es un país altamente vulnerable a desastres naturales, esto debido a su posición geográfica lo cual lo vuelve propenso a inundaciones fluviales, urbanas y costeras, deslaves, tsunamis, erupciones volcánicas, calor extremos e incendios forestales. A consecuencia de estos fenómenos, los ingenieros del país se encuentran con problemas cada vez más grandes con el paso de los años y una rama principal para realizar la planificación adecuada para disminuir la vulnerabilidad del país es la ingeniería civil.

Al ser el país un lugar de alto riesgo, se requieren tener soluciones inmediatas ante la presencia de cualquiera de estos fenómenos que no se pueden controlar por el ser humano, dado que año con año el país sufre pérdidas importantes con relación a puentes vehiculares y peatonales. Dentro de los fenómenos naturales que han afectado al país en las últimas décadas y que han ocasionado pérdidas millonarias se encuentran los siguientes: Huracanes Mitch y Stan, Tormenta Agatha, entre otros. Guatemala actualmente posee más 831 puentes en uso alrededor de las vías del país y su principal función es sobrepasar accidentes topográficos como lo son: Ríos, valles, barrancos, etc.

Existen distintas tipologías de puentes; la selección de éstas depende de lo que se requiera según cada proyecto, por ejemplo, los puentes atirantados, puentes arco, puentes viga sección cajón; al igual que hay múltiples tipos de puentes, existen diferentes formas de poderlos construir, y esto hace que cada uno posea una complejidad distinta durante lo que son los cálculos y el proceso constructivo de la superestructura.

Para poder salvar luces considerablemente largas y evitar el uso de pilas centrales en los ríos que pongan en riesgo las estructuras vehiculares, se utilizan una serie de tipologías complejas las cuales poseen diferentes formas de proceso constructivo. Por ejemplo, el sistema constructivo por carro de avance es considerado esencial para realizarlo a grandes luces entre apoyos, además de tener la facilidad de salvar grandes alturas que existen entre el accidente

topográfico, este sistema constructivo utiliza lo que es la tipología de puentes viga sección cajón, la cual posee características importantes para soportar las cargas, ya sea en la etapa constructiva o en la etapa de servicio de la superestructura.

El primer puente en Guatemala que se construyó por medio del sistema constructivo de carro de avance fue el puente Martín Prado Vélez mejor conocido como el Puente El Incienso, fue construido en el siglo XX y su principal objetivo fue disminuir la fluencia vehicular que se formaba en la zona central de la capital hacia zonas aledañas a la misma. Actualmente Guatemala posee varios puentes construidos por este tipo de sistemas los cuales han cumplido su función en cada una de las diferentes zonas donde se encuentran ubicados actualmente; es por ello que obtener soluciones alternativas respecto a ejemplos que han traído ventajas a nivel nacional y que pueden seguirse implementando de acuerdo a su gran rentabilidad que han otorgado al país.

Es por ello que el principal objetivo de este trabajo es otorgar una solución alternativa a los puentes comunes construidos en el país, que han traído no solo pérdidas millonarias por el deterioro a corto plazo sino que también el colapso de los mismos y han incomunicado a diferentes poblaciones, afectando el comercio y el desarrollo del país. El tener alternativas a los sistemas isostáticos convirtiéndolos en hiperestáticos puede traer grandes beneficios al país, como por ejemplo, el evitar el colapso de estructuras cuando aún no han cumplido su vida útil.

Guatemala se encuentra ubicada en el istmo americano, limitando al oeste y el norte con México, y al este con tres países que son: Belice, Honduras y El Salvador. Posee una extensión territorial con el Mar Caribe y el Pacífico, acumulando entre ellos más de 400 km lineales de costa en todo el país.

Al tener acceso a los dos océanos el país es muy vulnerable a eventos climáticos año tras año, muchos le dicen que es una bomba de tiempo no solo por su ubicación geográfica, sino que influyen factores como la densidad poblacional, los niveles de pobreza extremadamente altos y la situación política del país, lo pone en quinto lugar a nivel mundial de mayor riesgo a un desastre natural, esta estadística fue dada por el GFDRR (Fondo Mundial para la Reducción de Desastres) en el año 2010, siendo el país más propenso a sufrir desastres en todo el continente americano. [1]

Los desastres naturales a los que Guatemala se encuentra más propenso a sufrir se señalan: inundaciones fluviales, urbanas y costeras, deslizamientos, tsunamis, erupciones volcánicas, calor extremos e incendios forestales. Según un estudio realizado por Vulnerabilidad, amenazas y riesgo en Guatemala, más del 60 por ciento de la población está en riesgo de algún desastre. [1]

En los últimos 21 años han sucedido alrededor de cuatro tormentas y un huracán que han dejado pérdidas millonarias para el país, el huracán Mitch que se dio paso en 1998, fue el que más trajo pérdidas a nivel de porcentaje del producto interno bruto afectando en 4.7 por ciento del mismo equivalente a 1 mil 061.4 millones de dólares en ese año de la catástrofe.[2]

La Secretaría de Coordinación de la Presidencia diagnosticó que el paso del huracán dejó 37 puentes destruidos alrededor del país, con un valor de Q306 millones 820 mil quetzales en el año 1998. [2]

En el año 2016 el CI (Colegio de Ingenieros de Guatemala) hizo un diagnóstico sobre los 831 puentes que existen en el país, encontraron 165 puentes que tenían daños severos

localizados en la estructura principal del puente, esto representa el 19 por ciento de los puentes de todo el país, el colapso de estos puentes puede llegar a provocar el colapso vial en el país, afectando principalmente a los departamentos: Guatemala, Suchitepéquez, Escuintla y Petén.[3]

Cabe mencionar que la mayoría de los puentes colapsados ha sido por el uso de pilas centrales en ríos muy caudalosos, y por estudios Hidrológicos-Hidráulicos deficientes que impiden realizar diseños seguros ante niveles de crecidas máximas.

Justificación

Guatemala necesita mostrar metodologías de construcción de puentes que sean: innovadoras, seguras y con la necesidad de presupuestos no elevados. Esto es necesario para mostrar soluciones alternativas de puentes para el país. Esto conlleva los tres aspectos antes mencionados, ya que fueron pilares fundamentales en los países desarrollados para lograr lo que es el avance en infraestructura vial.

Las necesidades en el país son diversas, esto conlleva a que el presupuesto destinado por parte del Organismo Ejecutivo a infraestructura vial sea mínimo comparado al gran uso e importancia que poseen los puentes y carreteras, que son las vías de acceso a las principales fuentes económicas del país por la vía terrestre.

Guatemala, al ser un país en vías de desarrollo, no tiene la capacidad de obtener soluciones cuando se presentan problemas que vuelven vulnerables al país a pérdidas millonarias, esto se pudiese evitar teniendo una planificación adecuada para prevenir cualquier acontecimiento que no es controlable por el ser humano.

Para ello es importante tener estudios alternativos para prevenir cualquier desastre hace que un país se encuentra preparado para el mismo, esto se requiere en zonas de las cuales depende la mayoría de la población como lo es la infraestructura, la cual es un pilar fundamental para el desarrollo económico del país. Tomando en cuenta que el procedimiento de sistemas constructivos de carro de avance se ha utilizado en gran parte de los países desarrollados, no solo por su ventaja a nivel constructivo, sino que también por el tiempo de vida de la estructura haría, que para un país como Guatemala por sus escasos recursos, pueda utilizarlos obteniendo desempeños altos a nivel de la superestructura.

A. Objetivo general

Diseñar la estructura de puente de tipo de voladizos contrapesados de 125 metros de longitud, mediante la norma AASHTO LRFD 2017 para tren de carga viva T3-S2-R4 de 57 toneladas según el Reglamento para el Control de Pesos y Dimensiones de Vehículos Automotores de Carga y sus Combinaciones especificado en el Acuerdo Gubernativo 379-2010 de la Dirección General de Caminos.

B. Objetivos específicos

- Diseñar un puente tipo “voladizo contrapesado” bajo los requisitos mínimos establecidos por las especificaciones AASHTO LRFD 2017.
- Utilizar la carga viva “T3-S2-R4” de 57.0 toneladas métricas requerida por el Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda para el análisis y diseño de puentes vehiculares en Guatemala.
- Establecer el arreglo de presfuerzo requerido por la estructura vehicular, tanto para la etapa de comportamiento isostático como para el funcionamiento hiperestático.
- Elaborar la memoria de cálculo para las diferentes etapas de construcción y servicio de la estructura utilizando hojas electrónicas en formato *EXCEL.

A. Filosofías de diseño

1. Método ASD (Allowable Stress Design)

El método ASD que por sus siglas en inglés significa (Allowable Stress Design), es un método en el cual se toma como base los esfuerzos que solicita la estructura con los esfuerzos que son permisibles por los códigos de diseño estructural. Estos esfuerzos permisibles ya cuentan con un factor de seguridad el cual hace que los resultados posean un respaldo para lo que será utilizada la estructura a lo largo de su vida [4].

Este método se dejó de utilizar luego de la aparición del Método LRFD (Load and Resistance Factor Design), pero en la mayoría de los casos es utilizado para lo que son rehabilitaciones de estructuras que fueron diseñadas con este método, como también aplica para lo que son las reparaciones de estas [4].

Las combinaciones de carga para el método ASD según ASCE Standard ASCE/SEI 7-10 son:

Combinaciones de carga
- D
-D+L
-D + (Lr o S o R)
-D + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)
-D + (0.6W o 0.7E)
-D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(Lr o S o R)
-D + 0.75L + 0.75(0.7E) + 0.75(S)
-0.6D + 0.6W

Cuadro 1: Combinaciones de carga ASD según ASCE Standard ASCE/SEI 7-10 [5]

2. Método LRFD (Load and Resistance Factor Design)

Este es un método que se utiliza hoy en día en la mayoría de disciplinas de la ingeniería para el diseño de estructuras el cual considera un grado de incertidumbre para las cargas que están siendo sometidas en el diseño de los elementos, así como en la capacidad de resistencia de las secciones transversales [6].

A diferencia del método ASD, se dice que el método LRFD (que en sus siglas en Inglés significa Load Resistance Factor Design), es un método que permite realizar cambios que son requeridos para adaptar las solicitaciones que no fueron consideradas inicialmente durante el diseño [6].

El método LRFD se basa en factores de carga que se emplean en combinaciones; estos factores influyen en el grado de precisión para el cual se calcula la carga y con ella las variaciones que pueda tener la estructura durante su vida útil [6].

Según el código ACI 318-14, Capítulo 5, las combinaciones de carga que se utilizan para determinar la resistencia requerida para los elementos estructurales son las siguientes:

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CT'	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_f	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{sr}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_f	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{sr}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_f	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{sr}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_f 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_f	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{ro}	γ_{sr}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_f	γ_{ro}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_f	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{ro}	γ_{sr}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{ro}	γ_{sr}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figura 1: Combinaciones de carga LRFD según ACI 318-14 [6]

B. Normativas para diseño de puentes en Guatemala

1. AASHTO LRFD 2017

AASHTO, por sus siglas en inglés “American Association of State Highway and Transportation Officials” que se muestran en la Figura No. 2, es la normativa encargada de fomentar el desarrollo, la operación y el mantenimiento del sistema nacional de transporte; ésta representa todo lo que son los 5 modos de transporte que se dividen de la siguiente manera [7]

- Aéreo.

- Acueductos.
- Vía de ferrocarril.
- Carreteras.
- Transporte público.

Esta institución es líder a nivel internacional, por el establecimiento de estándares técnicos para desarrollar lo que es el sistema vía, ya que emite distintas normas que son indispensables para el diseño de: carreteras, puentes, materiales y áreas técnicas específicas [7].



Figura 2: Logo AASHTO
[7]

2. AGIES 2018 NSE 5.2

Esta normativa es la encargada de designar las herramientas que son necesarias para la regulación del diseño de puentes en lo que es la República de Guatemala [8].

Esta misma es una recopilación de información de normar internacionales las cuales están relacionadas con lo que es el diseño de puentes, como también lo es la construcción, mantenimiento y evaluación de estos. De igual forma, en la norma se encuentran especificados los rubros de gran relevancia para este tipo de consideraciones, y con esto dar un único criterio con lo que respecta a la interpretación de los diversos servicios que se ofrecen [8].

La normativa debe de ser implementada por la Dirección General de Caminos -DGC- y por el Ministerios de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, de manera obligatoria, para lograr un diseño eficiente y uniformizar el desarrollo de procedimientos de estudios que se realizan para el diseño construcción y mantenimiento de puentes en el país [8].

Su base fundamental de la cual se toman los parámetros críticos a cumplir es la normativa AASHTO LRFD, la cual permite utilizarla si en caso el criterio del Ingeniero Estructural pueda observar que no se tomó en cuenta algún aspecto importante para el desarrollo del proyecto [8].

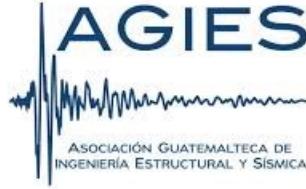


Figura 3: Logotipo de AGIES
[8]

C. Normativa para el diseño de concreto reforzado y presforzado

1. ACI 318-14

ACI (American Concrete Institute), es la normativa estipular los requisitos de reglamento para concreto estructura. Ésta contiene los requerimientos mínimos que deben de tener los materiales, diseños y detalles de edificaciones de concreto estructural. Dentro de la normativa se tratan temas como lo son el diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad. Además indica las combinaciones de carga, factores de carga y reducción de resistencia que se deben de utilizar al momento de implementar cualquier método de análisis que lo requiera [6].

Esta normativa indica información relevante de cómo realizar una inspección en obra y de cómo poder verificar los ensayos de los materiales utilizados en la construcción con en base a la normativa ASTM (American Society for Testing and Materials). También indica lo que son las soldaduras que se requieren en los refuerzos de concreto con en base a la American Welding Society. Lo que busca esta normativa es que todos los participantes en un proyecto puedan aportar trabajos regulados definidos dentro de él para definir ensayos y certificaciones para cada uno de los materiales a utilizar [6].

D. Tipología de puentes

1. Puentes en arco

Es una tipología de puente la cual resiste efectos externos gracias a su configuración, ya que ésta distribuye las cargas de manera que se producen únicamente esfuerzos de compresión en toda la estructura [9].

Debido a la forma en la que se desempeña este tipo de estructura, ésta no puede funcionar como tablero, por lo que se debe de diseñar una plataforma donde circulará el tránsito.

Existen tres formas para colocar este tablero que son: puentes de tablero superior, puentes de tablero intermedio, puentes de tablero inferior [9].



Figura 4: Puente tipo arco
[10]

2. Puentes compuestos por vigas

Esta tipología de puentes está constituida por vigas, las cuales se encuentran apoyadas en dos o más puntos de apoyo cuya función principal es soportar las cargas que se adhieren a ellas. La resistencia que posee la viga depende de los materiales utilizados y de sus dimensiones que por consiguiente nos lleva al momento de inercia que poseen las secciones. Este tipo de puentes se denomina como el más elemental de todos, y se pueden llegar a distinguir por: [9]

- Losa maciza de hormigón armado o presforzado.
- Losa aligerada..
- Tablero de vigas de alma llena.

3. Puentes colgantes

Este tipo de estructura muestra como característica principal que se encuentran soportados por cables. Un ejemplo de los puentes modernos es que poseen grandes luces y están contruidos por cables de manera colgantes o atirantados. Es importante tener en cuenta que el cable es un elemento que sólo trabaja a la tracción, y posee una elevada resistencia además de poseer una gran flexibilidad, y está conformado por muchos hilos los cuales hacen que el diámetro crezca y con ello se obtienen mayor resistencia[9].

Para que los cables lleguen a evitar gran deformabilidad, se le da rigidez a la flexión a los mismos, lo cual hace que las cargas se puedan repartir dentro de una gran longitud. Los puentes colgantes se pueden clasificar de la siguiente manera [9].

- Puentes catenaria: estos fueron los primeros puentes colgantes en la historia y se construyeron en China y en el Himalaya; esta tipología se utiliza para construir pasarelas en la actualidad.
- Puentes auto-anclados: estos tipos de puentes nacen de la necesidad de anclar los cables al terreno por medio de sistemas de contrapesos.
- Puentes colgantes de tablero: estos pueden ser: tablero inferior, intermedio o superior.
- Puente colgantes de varios vanos: ya se utilizan actualmente.



Figura 5: Puente colgante
[11]

Para este tipo de puentes se tienen fases del proceso constructivo las cuales son:

- Construcción de torre y contrapesos: ésta se denomina la primera fase para la construcción de este tipo de puentes, y requiere de la utilización de grúas trepadoras para ir elevando las torres que son las que van a sostener el puente. Los contrapesos que se utilizan mediante la construcción requieren de máxima precisión para la colocación de las piezas [12].
- Montaje de los cables principales: esta fase tiene mayor cuidado en la construcción de este tipo de puentes; para ello se requiere cierta logística la cual va conforme a la utilización de cables secundarios para elevar los cables primarios que son los que sustentaran el puente[12].
- Montaje del tablero: esta fase es la que se utiliza el procedimiento constructivo de voladizos sucesivos, en la cual en ambos lados de la torre se va avanzando simétricamente hacia los extremos de los tramos. El funcionamiento consiste en ir montando piezas e ir elevándolas mediante grúas que se encuentran situadas sobre ellos, y con esto llegar a cerrar en el centro del vano[12].

4. Estructuras tipo armadura

Este tipo de estructuras son utilizadas en la industria; típicamente se utilizan en puentes, techos o tejados. Su diseño es consiste básicamente barras unidas entre sí por articulaciones en sus extremos [13].

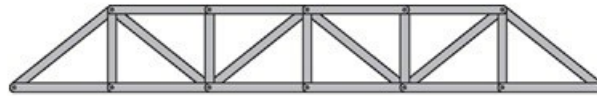
Este diseño de estructuras articuladas es el que se construye a partir de un triángulo al que luego se le van añadiendo otras estructuras a lo largo de la luz; el triángulo es la figura geométrica más simple y resistente que existe para lo que son las estructuras de este tipo [13].

Existen diferentes estructuras Truss como lo son: Warren Truss, Howen Truss, Pratt Truss y Baltimore Truss[13].

Warren Truss

Este tipo de estructura consiste en miembros longitudinales que se encuentran unidos por estructuras transversales con un ángulo definido, creando triángulos equiláteros invertidos en la estructura en toda la luz de la misma. Esta estructura posee solo tensión y compresión y no contienen fuerzas a flexión o torsión [13].

Todas las diagonales deben de ser capaces de soportar compresión y tensión en el elemento. Los elementos que están cerca del centro son los que responden a la tensión y compresión como respuesta a la carga viva que soporta la estructura.

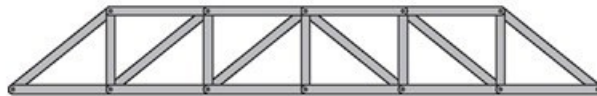


(a) Warren Truss

Figura 6: Warren Truss
[13]

Howe Truss

En este tipo de estructuras las vigas que van en diagonal se inclinan hacia el centro del puente, esto para inducir a los elementos que estén a compresión y que los elementos que son verticales se encuentren a tensión [13].

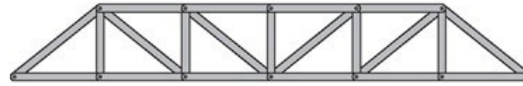


(b) Howe Truss

Figura 7: Howe Truss
[13]

Pratt Truss

Esta armadura se basa en el diseño una estructura triangular. Las vigas diagonales se inclinan hacia el centro; estos miembros están diseñados para soportar tensión, y los elementos verticales deben de resistir la fuerza que empuja los objetos. Estos puentes están determinados estáticamente y son utilizados especialmente para largas distancias [13].



(c) Pratt Truss

Figura 8: Pratt Truss
[13]

5. Puentes de sección tipo cajón

Esta tipología de puentes se basa en una viga sección cajón y consta de: una losa superior, dos almas y una losa inferior [14].

La losa superior es aquella que actúa para soportar la compresión solicitada dentro de la estructura, además de contrarrestar los momentos flectores positivos y es donde se ubica el acero que funcionara para resistir lo que son los momentos negativos [14].

Las almas funcionan como soporte de la losa superior, y su función principal es transmitir las cargas cortantes a los apoyos del puente; al igual que la losa superior puede contener el acero y sirve para desplazarlo a lo largo del puente [14].

La losa inferior sirve para unir lo que son las almas de la sección, y contiene el acero para poder resistir los momentos positivos que puedan ocurrir en la sección, y también sirve como sección resistente a la compresión al momento de tener momentos negativos y prevenir la torsión que pueda existir en la estructura [14].



Figura 9: Puente Almodóvar en Córdoba, España
[15]

Ejemplos de puentes sección cajón en Guatemala

Puente Martín Prado Vélez

Esta estructura es más bien conocida como Puente el Incienso. Se encuentra ubicada en el Km. 8.4 sobre el anillo periférico en la ciudad de Guatemala. Formó parte de la renovación de la Ciudad en el siglo XX, dando así desarrollo y disminución de afluencia vehicular en la zona [16].

El contrato especificaba una longitud de 390 metros, con un ancho de 25 metros y una altura de 135 metros de alto. En la actualidad es uno de los puentes más largos en Centroamérica. El puente cuenta con dos pistas de tres carriles cada una, con aceras para la circulación de peatones y con un arriate central [16].

Su principal función es conectar la zona central de la ciudad capital con las zonas que se encuentran a los alrededores. En aquella época la construcción de este puente beneficio a más de 125,000 personas, debido a que redujo el tiempo de traslado de un lugar a otro en un 75 por ciento [16].



Figura 10: Puente Martín Prado Vélez
[16]

Puente Manuel Colom Argueta

Esta estructura es más bien conocida como Puente el Naranjo. Fue construida en el año 2000 y sirve como conexión entre los municipios de Mixco y Guatemala. La construcción del mismo tiene una longitud de 225 metros, además de que posee 70 metros de alto. Un dato interesante sobre esta estructura son sus cimientos ya que estos se encuentran a 18 metros de profundidad de cada una de las pilas en la base [17].

Trae grandes beneficios a vecinos de las colonias La Florida, Primero de Julio y Bosques de San Nicolás, llevando el desarrollo a cada una de estas comunidades [17].

Puente Río Dulce

El costo de esta estructura se empezó a calcular por el año de 1960, para poder llevar la explotación tanto agropecuaria como industrial a las zonas de la Bahía de Amatique. La obra se inauguró en 1980 con un costo de Q8 millones. Esta misma se encuentra ubicada en

el km. 274 ruta al departamento de Petén, entre la Ruidosa y Modesto [18].

El puente posee 830 metros de longitud por 15 de ancho y fue diseñado por el Ingeniero Fernando Irigoyen. Este puente es el más grande de Guatemala, y su importancia a nivel nacional es fundamental para el desarrollo de los departamentos de Petén e Izabal, aparte de ser la conexión terrestre con el país vecino Belice [19].



Figura 11: Puente Río Dulce
[19]

Ejemplos de puentes sección cajón a nivel internacional

The Budan Bridge

Este es un puente construido por el método de voladizos sucesivos. Se encuentra en la autopista Artvin-Erzurum en Turquía. La configuración del puente son 3 luces construidas in situ; la longitud total de la estructura es de 350 metros, con dos luces de 92.5 metros y una de 160 metros, con un ancho de 15 metros [20].

La sección transversal del puente consiste en dovelas en voladizo. La viga cajón posee diferentes alturas, variando entre 9.5 metros a 2.50 metros. El segmento de cierre al centro de los voladizos es de 1.5 metros de longitud. El espesor de la losa inferior es variable [20].

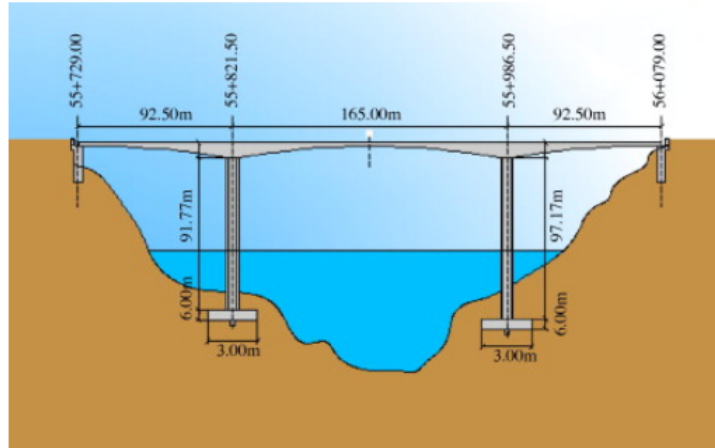


Figura 12: Budan Bridge
[20]

Mtentu bridge

Esta estructura se encuentra en Sudafrica. Este es un puente que se proyecta como el más alto jamás construido en África, con una altura aproximada de 223 metros. La luz más larga del mismo es de 260 metros de largo; en total el puente tiene 1,132.7 metros de longitud. La sección transversal de la viga cajón varía en altura entre 5 y 15 metros. El puente posee 22.8 metros de ancho con aceras peatonales en ambos extremos [21].



Figura 13: Mtentu bridge
[21]

No.6 National Highway, Contract C 607

Este es un proyecto construido en Nantou County, en el país de Taiwan; posee tres diferentes secciones debido a sus longitudes variables, con una longitud total de 1,586 metros. La estructura fue construida utilizando el método de voladizos balanceados, construido por segmentos entre cada una de los apoyos, avanzando gradualmente segmento a segmento. La sección transversal de la viga cajón varía en su altura entre 3 y 7 metros, con un ancho total de 24.4 metros [22].

Beylerderesi Road Bridge Project

Esta estructura se encuentra construida cerca de la ciudad de Malatya en la República

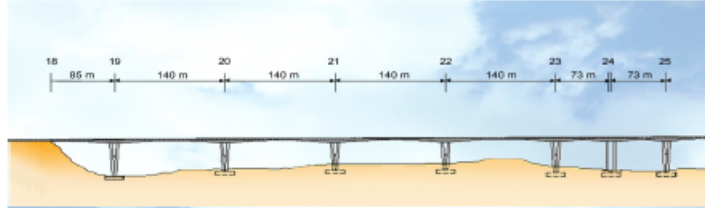


Figura 14: No. 6 National Highway
[22]

de Turquía y sirve como conexión entre Elazi, Malatya y Darende. El sistema utilizado para su construcción es de doble cajón, con secciones de 24 metros de ancho. La luz principal del puente es de 190 metros de longitud, y con 11.5 metros en tramos posteriores a él; la altura del cajón varía entre 10.5 metros en los apoyos a 2.5 metros en el centro del puente [22].



Figura 15: Beylerderesi Bridge
[23]

Agin provisional Road Bridge project

Es una estructura construida en la provincia de Agin cerca de la ciudad de Elazic y sirve como conexión entre Elazic y Apapgir. La longitud total del puente es de 520 metros, teniendo una luz de 280 metros y dos de 120 metros. Por su gran longitud fue necesario utilizar el método de voladizos balanceados. La altura del cajón varía entre 11.2 metros en el apoyo y 3.2 metros en el centro [22].

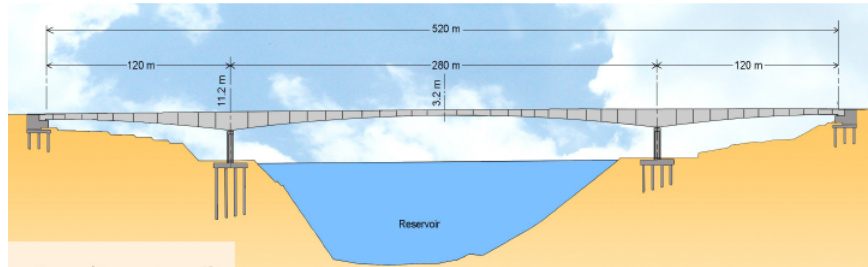


Figura 16: Agin Bridge
[22]

Kao ping hsi bridge approach viaducts

Estructura construida en Kao Ping en la República de Taiwan y se construyó por el método de voladizos balanceados, con 12 apoyos intermedios, con una longitud máxima entre ellos de 120 metros, con un ancho de 32.5 metros en todo el puente, la altura del cajón varia entre 8 metros en los apoyos a 3.2 metros en el centro. La estructura fue inaugurada en enero del 2004 [22].



Figura 17: Kao ping hsi bridge approach [22]

Lemah Ireng II Bridge

Esta es una estructura que se encuentra en la República de Indonesia y fue construido por el método de voladizos balanceados, debido a que posee luces largas, con la máxima de ella de 132 metros y dos luces más de 83.75 metros. El ancho utilizado para el mismo fue de 25.2 metros con alturas variables del cajón de 7 metros en los apoyos y en el centro de 3 metros. La estructura fue inaugurada en 2013 [22].



Figura 18: Lemah Ireng II Bridge

Predimensionamiento de vigas cajón

Para lograr el predimensionamiento de las vigas sección cajón se requiere conocer las partes típicas, pero para poder realizarlo se requiere conocer las partes que conforman la sección cajón típica [24].

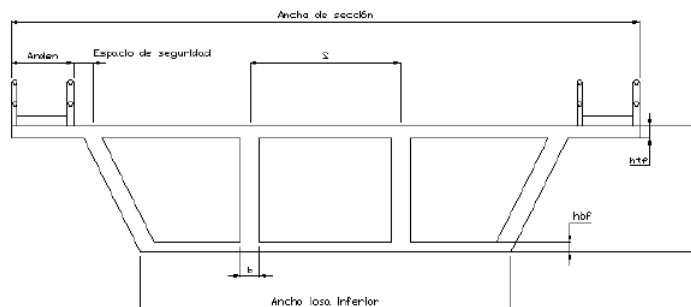


Figura 3.4 Partes de una sección cajón típica.

Figura 19: Partes de una sección cajón típica [24]

Para realizar la elección adecuada de las dimensiones de cualquier tipología de puentes, se deben de tomar criterios de experiencia ingenieril basados en los criterios expuestos en la normativa AASHTO. [24]

Alrededor del mundo el uso de estructuras tipo viga cajón construidos por voladizos sucesivos es muy común para cubrir grandes longitudes. En el Cuadro 2 se presentan 10 puentes construidos de esta manera tanto en nivel nacional como a nivel internacional. En dicho cuadro se muestra la longitud de los puentes así como las alturas de la secciones tipo cajón tanto en los apoyos como en el centro de la luz de dichas estructuras, con el objetivo de establecer parámetros iniciales para el diseño del puente a analizar en el presente trabajo de investigación.

Nombre	Ubicación	Luz más larga "L"(m)	Apoyo en extremos (m)			Unión en el centro (m)			
			L/15	L/18	Utilizado	L/30	L/35	Utilizado	
Puente Martín Prado Vélez	Ciudad de Guatemala	Información no disponible							
Puente Manuel Colom Arqueta	Ciudad de Guatemala	Información no disponible							
Puente Río Dulce	Izabal	Información no disponible							
Budan Bridge	Turquía	160	10.7	8.9	9.5	5.3	4.6	2.5	
Mtentu Bridge	Sudafrica	260	17.3	14.4	15.0	8.7	7.4	5	
No.6 National Highway	Taiwan	140	9.3	7.8	7	4.7	4.0	3	
Beylerderesi	Turquía	190	12.7	10.6	11.5	6.3	5.4	2.5	
Agin Bridge	Turquía	280	18.7	15.6	11.2	9.3	8.0	3.2	
Kao Ping	Taiwan	120	8.0	6.7	8	4.0	3.4	3.2	
Lemah	Indonesia	132	8.8	7.3	7	4.4	3.8	3	

Cuadro 2: Comparación de alturas de cajón en superestructuras alrededor del mundo

Patín superior

Los patines superiores trabajan como losas de tablero; su espesor que se le proporciona a éstos debe ser: [7]

- Lo especificado debido al anclaje y recubrimiento del presfuerzo transversal [7].
- No debe de ser menor que $1/20$ de la longitud libre entre chaffán, alma o acartelamientos, pero si se llegan a utilizar nervios transversales con una separación que sea igual a longitud libre o que se promueva el presforzado transversal [7].

Patín inferior

Los patines inferiores deben de tener un espesor que sea mayor que: [7]

- 140mm [7].
- $1/16$ de la distancia entre los chaflanes [7].
- $1/30$ de la longitud libre entre los chaflanes, acuartelamientos, pero si se llegan a utilizar nervios transversales con una separación igual a lo que es la longitud libre [7].

Alma

El espesor de las almas se debe determinar con base a las solicitudes de corte, torsión y recubrimiento del concreto y la manera de colocación del concreto [7].

Debido a las variaciones del espesor que tiene el alma, se tiene que usar una distancia mínima igual a 12 veces la diferencia del espesor del alma [7].

Para colocar y distribuir el concreto adecuadamente, se requiere un espesor de alma mínimo de 200 mm en el caso de almas sin ductos de presfuerzo; 300 mm para almas que solo tienen vainas longitudinales o verticales; y 380 mm para almas con ductos tanto longitudinales como verticales. Para las vigas de más de aproximadamente 2,400 mm de altura, estas dimensiones se deberían incrementar para compensar la mayor dificultad de colocación del concreto [7].

Armadura de la losa de tablero en vigas tipo cajón fundidas in situ

La armadura de losa de tablero de las vigas tipo cajón in situ se puede determinar utilizando el método de diseño tradicional o el método diseño empírico [7].

Si la losa de tablero no se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo un tercio de la capa inferior de la armadura transversal de la losa de tablero se deberá prolongar hacia la cara exterior del alma, y se deberá anclar mediante un gancho normal a 90° [7].

Si la losa se prolonga más allá del alma exterior, como mínimo un tercio de la capa inferior de la armadura transversal se deberá prolongar hacia el voladizo de la losa y deberá tener un anclaje más allá de la cara exterior del alma con una resistencia no menor que la proporcionada por un gancho normal[7].

Armadura en losa inferior de vigas tipo cajón

En la losa inferior se debe colocar una armadura uniformemente distribuida con un área igual a 0.4 por ciento del área del ala, de forma paralela al tramo de la viga, ya sea en una sola cama o en dos camas. La separación de esta armadura no deberá ser mayor que 450 mm. [7]

En la losa inferior se deberá colocar una armadura uniformemente distribuida con un área igual a 0.5 por ciento de la sección transversal de la losa, con base en la menor altura de la losa. Esta armadura se debe distribuir en ambas superficies con una separación máxima de 450 mm. Toda la armadura transversal en la losa inferior se debe prolongar hasta la cara exterior del alma exterior en cada grupo, y se debe anclar mediante un gancho normal a 90°. [7]

Dimensiones y detalles de las secciones transversales tipo viga cajón.

- **Espesor mínimo de las alas:**

Los espesores de las ala superior e inferior no deberá ser menor que ninguno de las siguientes:

1. 1/30 de la longitud libre entre almas o acartelamientos, una dimensión menor requeriría nervios transversales con una separación igual a la longitud libre entre almas o acartelamientos[7].
2. El espesor del ala superior no debe ser menor que 225 mm en las zonas de anclaje si se utiliza postensado transversal ni menor que 200 mm fuera de las zonas de anclaje o para las losas pretensadas [7].
3. El espesor del ala superior no debe ser menor que 225 mm en las zonas de anclaje si se utiliza postensado transversal ni menor que 200 mm fuera de las zonas de anclaje o para las losas pretensadas [7].
4. Si la luz libre entre alma o acartelamientos es mayor o igual que 4,500 mm se deberá utilizar postensado o pretensado transversal. El diámetro de los cables utilizados para el pretensado transversal deberá ser menor o igual a 12,7mm [7].

- **Espesor mínimo de las almas**

Se deberán aplicar los siguientes valores mínimos, con las excepciones aquí especificadas:

1. Almas sin tendones de postensado longitudinal o vertical-200 mm.[7]
2. Almas con tendones de postensado o vertical solamente-300 mm.[7]
3. Almas con tendones de postensado tanto longitudinal como vertical-375 mm. [7]

4. El espesor mínimo de las almas nervuradas se puede tomar como 175mm. [7]

- Longitud en voladizos del ala superior

La longitud en voladizo del ala superior, medida a partir del eje del alma, preferentemente no debería ser mayor que 0.45 veces la longitud interior del ala superior medida entre los ejes de las almas [7].

E. Sistemas estáticamente determinados e indeterminados

Las fuerzas internas en un elemento son determinadas cuando se tienen solo las ecuaciones de la estática, esto sin tener en cuenta el estudio del estado de deformación de la construcción; a este tipo de sistemas se les conocen como sistemas "Isostáticos". Pero si las fuerzas internas del elemento no pueden ser determinadas sólo con las ecuaciones de la estática, se debe de realizar un estudio de deformaciones del sistema; al llegar a este punto este tipo de sistema se les denomina "Hiperestáticos"[25].

Los problemas isostáticos, los cuales sólo de las ecuaciones de equilibrio, no dependen de las dimensiones transversales del elemento, de la forma que tenga ni de los materiales utilizados [25].

En cambio, los problemas hiperestáticos se ligan a lo que son los estudios del estado de deformación del sistema, ya que existen fuerzas desconocidas que están interactuando, esto quiere decir que depende de las dimensiones que posee el elemento, forma y material de los elementos para poder encontrar su solución [25].

Las estructuras se ven afectadas debido a las fuerzas que se encuentran aplicadas en el sistema, lo cual transforma en un estado de deformación. Debido a estas fuerzas las estructuras tendrán traslaciones y rotaciones, las cuales también participan en la deformación del elemento, y esto conlleva al tipo de estructura que se está diseñando, así como también sus características geométricas, elásticas y estados de carga [25].

F. Líneas de influencia

En ciertos casos cuando las cargas son móviles, esto quiere decir que se desplazan a lo largo de la estructura, ejemplo de este tipo de cargas es un camión movilizándose sobre un puente, debido a que varía el punto de aplicación de la carga, y con esto tanto los esfuerzos y deformaciones varían conforme al punto donde esta aplicada. Es con esto que el valor máximo de la estructura que se refiere a lo que son esfuerzos y deformaciones, se debe de producir para una posición particular y con una determinada carga, que la mayoría de las veces será desconocida y se deberá determinar [26].

Para emplear el termino de líneas de influencia, se debe de tener en cuenta los siguientes supuestos básicos que son:[26]

1. Cuando la estructura se encuentra bajo cargas, la estructura se mantiene con un comportamiento elástico lineal y con ello experimenta pequeñas deformaciones [26].
2. Para el estudio de las líneas de influencia, se debe de considerar una única fuerza móvil de módulo de unidad, ya que este sirve para facilitar el estudio de lo que es las líneas de influencia [26].
3. Se deben de verificar lo que son los posibles efectos dinámicos debido a las cargas móviles[26].

Por lo tanto, la definición línea de influencia es una reacción, un determinado esfuerzo o una determinada deformación, como la función que proporciona dicha reacción, esfuerzo o deformación, para las distintas posiciones de la carga móvil a lo largo de la estructura, y para un valor unitario de dicha carga [26].

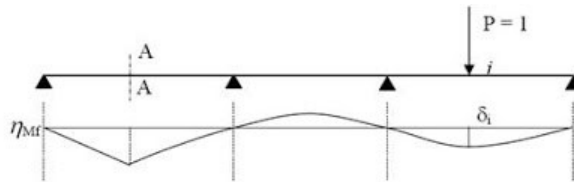


Figura 20: Líneas de influencia de un sistema simplemente apoyado [26]

G. Procedimientos constructivos

Los puentes poseen distintas formas de ser construidos, estos procedimientos constructivos se caracterizan por optimizar el tiempo de construcción o solucionar problemas que se presentan in situ al momento de la construcción [12].

1. Carros de avance

Estas son estructuras de metal, las cuales se movilizan para realizar la ejecución de una dovela en la construcción de un puente, estos se utilizan mediante el procedimiento constructivo de voladizos sucesivos. La mayoría de las veces las dovelas realizadas por estos tienen una longitud de 5 metros [27].

El carro funciona apoyándose en la parte que ya se encuentra construida, y la función de este es permitir el encofrado de la dovela que le continua a la estructura, esto se vuelve un ciclo hasta llegar al otro extremo del puente en el cual también se está realizando el mismo procedimiento, esto para reducir el tiempo de ejecución del proyecto. El proceso de la utilización de la dovela tarda más o menos 1 semana, en la cual se realiza lo que es el desplazamiento de ésta, el ajuste del encofrado, la colocación del concreto, la puesta de lo que es el postensado y el tesado del mismo [27].

Los carros de avance poseen componentes principales que se desglosan a continuación:

- Vigas principales.
- Encofrado.
- Viga transversal en la parte trasera.
- Anclajes.
- Cuelgues.
- Carriles.
- Equipo hidráulico.



Figura 21: Construcción de dovela por voladizos sucesivos [27]

ULMA, es una empresa dedica a lo que es la fabricación de encofrados, cimbras y andamios. Su objetivo principal es proveer soluciones a problemas que se dan durante la construcción de estructuras alrededor del mundo. ULMA es pionera en lo que son los carros de avances, por lo que tienen diferentes categorías de estos denominados en la Figura No. 22 [28].

Dovela máx. posible (t)	Longitud de dovela				
	5 m	4,5 m	4 m	3,5 m	3 m
Tipo carro					
CVS 165/4,5		165 t	182 t	202 t	227 t
CVS 200/4,5		200 t	220 t	247 t	279 t
CVS 165/5	165 t	180 t	200 t	220 t	248 t
CVS 200/5 (Alquilable)	200 t	218 t	240 t	267 t	300 t

Figura 22: Tipos de carros de avance [28]

2. Formaleta estática

Este tipo de procedimiento se utiliza cuando se tienen puentes de pequeña altura que son entre 8-10 metros, y se realizan in situ, si la construcción posee diferentes vanos, se debe de realizar paso a paso [12].

Este tipo de procedimiento de construcción se puede desarrollar en la tipología de puentes como lo son:

- Puente compuestos por vigas.
- Puente arco.
- Puente pórtico.

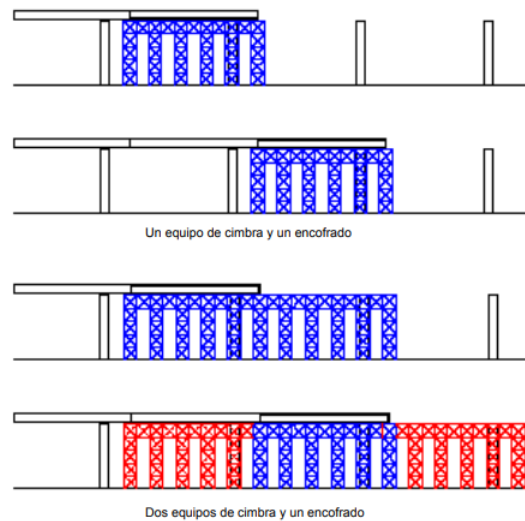
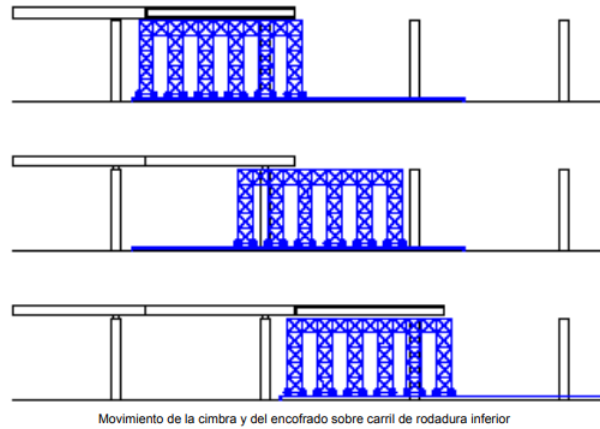


Figura 23: Cimbra estática
[12]

3. Formaleta desplazable

Este tipo de sistema constructivo es igual al de cimbra estática, lo que lo diferencia es que el sistema es desplazable, esto quiere decir, que no se debe de armar una y otra vez como el anterior, sino que solo se desplaza hacia una dirección. Este procedimiento constructivo solo es utilizable en los puentes viga [12].



Movimiento de la cimbra y del encofrado sobre carril de rodadura inferior

Figura 24: Cimbra desplazable
[12]

4. Formaleta autoportante

Las cimbras autoportantes es un sistema integrado por un equipo de trabajo el cual se encuentra formado por una viga que funciona como lanzamiento, y esta misma es la que permite la ejecución de tableros de hormigón en puentes y viaductos que poseen una altura considerable, este es un proceso constructivo autolanzable. Este procedimiento constructivo solo es utilizable en los puentes viga [12].



Figura 25: Cimbra autoportante
[29]

5. Puentes lanzados

Este sistema constructivo funciona con dovelas prefabricadas entre 15 a 20 metros de longitud, las cuales en el momento que se encuentren ya endurecido el material constructivo y listos para entrar en funcionamiento, se empieza a movilizar mediante gatos hidráulicos los cuales irán movilizando la estructura sobre las pilas del puente hasta su punto final, esto se puede realizar debido a que no se necesita ninguna estructura de cimbra que lo soporte. Este procedimiento constructivo sólo es utilizable en los puentes viga [12].



Figura 26: Puentes lanzados
[12]

H. Factores y combinaciones de carga

Según la AASHTO se tienen estados límites los cuales especifican las combinaciones aplicables dependiendo de las solicitaciones extremas que se tienen, estas son: [7]

- Resistencia I: Esta es la combinación de carga básica que pone el uso de vehículos sobre el puente, sin viento [7].
- Resistencia II: Combinación de cargas que indica el uso del puente por vehículos de diseño especificados por el propietario, vehículo de circulación restringida, sin considerar la carga producida por el viento [7].
- Resistencia III: Esta combinación se utiliza cuando el puente se encuentra expuesto a vientos de velocidades superiores de 90km/h [7].
- Resistencia IV: Esta combinación se utiliza cuando las relaciones son muy elevadas entre las solicitaciones por carga permanente y la sobrecarga [7].
- Resistencia V: Combinación de carga en la que se utiliza el puente por vehículos normales y que está expuesto a cargas de viento de 90km/h[7].
- Evento Extremo I: Combinaciones de carga incluyendo sismo [7].
- Evento Extremo II: Combinación de carga en la cual se utiliza la carga provocada por: hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y eventos hidráulicos con sobrecarga reducida [7].
- Servicio I: Combinación de cargas que se relaciona con la operación normal del puente con una velocidad de viento de 90 km/h, tomando en cuenta las cargas en sus valores nominales [7].
- Servicio II: Esta combinación de carga es la encargada de controlar la fluencia que existe en las estructuras de acero, así como el resbalamiento que lo ocasiona la sobrecarga vehicular [7].

- Servicio III: Combinación de carga relacionada a la tracción en estructuras de concreto pretensado, para poder controlar la fisuración [7].
- Fatiga I: Esta combinación de carga se refiere a la fatiga y fractura causada por la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un vehículo de diseño [7].

La normativa indica en la tabla 3.4.1-1 de AASHTO LRFD 2017, las combinaciones y factores de carga que se deben de considerar dependiendo los estados límites que se tienen [7].

Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_f	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{ro}	γ_{su}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_f	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{ro}	γ_{su}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_f	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{ro}	γ_{su}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_f 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_f	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{ro}	γ_{su}	-	-	-	-	-
EVENO EXTREMO I	γ_f	γ_{to}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENO EXTREMO II	γ_f	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{ro}	γ_{su}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{ro}	γ_{su}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figura 27: Combinaciones de cargas y factores de carga según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.4.1 [7]

Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Figura 28: Factores de carga permanentes según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.4.1 [7]

1. Factores de carga por cargas constructivas

Los factores de carga para el peso de la estructura y sus accesorios no se debe de tomar menor al factor a 1.25 [30] [7].

El factor de carga para las cargas constructivas, para los equipos y para los efectos dinámicos no deberá ser menor a 1.5, y el factor de carga por viento se deberá tomar como mínimo 1.25 [30] [7].

Es importante tener en cuenta que estos factores de carga deben de otorgar un factor de seguridad al contratista ya sea durante la etapa de construcción o servicio [30] [7].

Construcción por voladizos

Los tendones longitudinales se pueden anclar en el alma de la viga, en la losa o en tacos para anclajes que sobresalen del alma o la losa. Se debe de anclar en cada segmento como mínimo 2 tendones longitudinales [7].

En lo que respecta a la porción de voladizo de la estructura se debe de investigar el vuelo durante el montaje, el factor de seguridad que se debe de usar contra el vuelco no debe de ser menor que 1.5 bajo ninguna combinación de carga [7].

Se debe de considerar la velocidad mínima del viento durante el montaje de 90km/h, al menos que estudios o registros meteorológicos indiquen una mejor estimación de la misma [7].

Se tienen que anclar los tendones de continuidad como mínimo un segmento más allá del punto en el cual teóricamente son requeridos [7].

Para la construcción por voladizos libres, las longitudes de los segmentos es tan comprendidas entre 3,000 a 5,000 mm. Estas varían dependiendo del método constructivo utilizado, la longitud de tramo y la ubicación de los segmentos dentro del tramo.

El peso de los encofrados deslizantes para un típico puente de 12,000 mm de ancho de dos carriles con segmentos de 4,500 a 4850 mm, se estima entre 700,000 y 800,000 N.

2. Factores de carga para fuerza de tensado y postensado

Los factores de las fuerzas de diseño de tensado no deben de ser menores que 1.3 veces la reacción correspondiente a la carga que se encuentra permanente en el apoyo, esta se toma a la adyacencia del punto de tensado. Si al momento de la construcción el puente no se encuentra cerrado al paso de vehículos, se debe de añadir una sobrecarga vehicular, consistente con el mantenimiento del plan de tráfico y que es multiplicada por el factor de fuerza a la sobrecarga [7].

Los factores de fuerza de postensado se deben de tomar como 1.2 veces la fuerza máxima de tesado, explicada en el escrito anterior. Esto para tener un factor que resguarde a la estructura al momento de realizar el postensado [7].

I. Factores de resistencia

1. Construcción convencional

Estos factores de resistencia pueden ser utilizables en lo que son concretos presforzados y concretos reforzados, además de incluir secciones no presforzadas teniendo un rendimiento mínimo arriba de 100 ksi. Los factores de resistencia se deben tomar como: [30] [7]

Situación para considerar	Factor de resistencia
Para flexión y tracción del hormigón armado	0.9
Para flexión y tracción del hormigón pretensado	1.0
Para corte y tensión:	
- Densidad normal	0.90
- Baja densidad	0.70
Para compresión axial con espirales o zunchos a excepción para zonas sísmicas de 3 y 4 en el estado limite correspondiente a evento extremo	0.75
Apoyos sobre hormigón	0.70
Para compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70
Compresión en zonas de anclajes:	
- Densidad normal	0.80
- Baja densidad	0.65
Tracción en el acero en la zona de anclaje	1.0
Durante el hincado de pilotes	1.0

Cuadro 3: Factores de resistencia
[30] [7]

Cuando se realiza la prueba de postensado, teniendo los tendones unidos, no unidos o adheridos, el factor de resistencia en cualquier sección se debe basar en las condiciones de enlace en los tendones del postensado y por consecuente proporcionara la mayor parte de la fuerza de pretensado [30] [7].

2. Construcción por segmentos

Los factores de resistencia para el estado límite de resistencia se deberán tomar como se especifica en la Figura No. 29 para las condiciones que son indicadas en la misma. Al seleccionar los factores de resistencia para flexión, corte y torsión. Se debe de considerar el grado de adherencia que existe en el sistema postensado[7] .

Si el postensado consiste en una combinación de tendones totalmente adherentes y tendones no adherentes o parcialmente adherentes, el factor de resistencia en cualquier sección se deberá basar en las condiciones de adherencia correspondientes a los tendones que proporcionan la mayor parte de la fuerza de pretensado en la sección [7].

Tabla 5.5.4.2.2-1 – Factor de resistencia para las uniones en las construcciones por segmentos

	Flexión ϕ_f	Corte ϕ_v
Hormigón de densidad normal		
Tendones totalmente adherentes:	0,95	0,90
Tendones no adherentes o parcialmente adherentes:	0,90	0,85
Hormigón de Agregados Livianos y Arena		
Tendones totalmente adherentes:	0,90	0,70
Tendones no adherentes o parcialmente adherentes:	0,85	0,65

Figura 29: Factores para construcciones por segmentos según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.5.4.2.2 [7]

J. Cargas permanentes

1. Cargas permanentes

Estas cargas son las que incluyen el peso propio de la estructura, así como accesorios e instalaciones fijas que puedan existir en las mismas, la superficie de rodamiento, sobre capas y ensanchamientos previstos en ella. La normativa otorga densidades de materiales que se utilizan para producir estas cargas permanentes que son: [7]

Tabla 3.5.1-1 – Densidades

Material		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0,30

Figura 30: Densidades de materiales según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.5.1 [7]

K. Sobrecargas vivas

La sobrecarga vehicular depende del número de carriles que existen sobre la estructura, el número de estos se determina tomando la parte entera de la relación $w/3,600$ donde w es el ancho de la calzada entre los cordones o barreras. Esto tomando en cuenta las proyecciones destinadas para la utilización de la estructura. Cuando el ancho de la calzada es menor que 3,600 mm el número de carriles de diseño debe de ser igual al número de carriles de circulación y el ancho del carril de diseño se tomara como el ancho del carril de circulación [30] [7].

Cuando los anchos de la calzada se encuentren entre 6,000 y 7,200 mm, se deben de considerar dos carriles de diseño, los cuales deben de tener dimensiones de la mitad del ancho de la calzada [30] [7].

1. Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones

Según el acuerdo gubernativo 379-2010, el cual indica la regulación de los pesos y dimensiones de los vehículos que pueden transitar en las carreteras del país. El artículo 5 de dicho acuerdo trata específicamente lo siguiente:[31]

- Permite la circulación de vehículos o combinaciones de estos cuyos ejes no lleguen a exceder el siguiente desglose:[31]

Tipo de eje	Para vehículos tipo C2 y C3	Para otros vehículos
Eje simple	5,500 kg	5,000 kg
Eje simple Rueda doble	10,000 kg	9,000 kg
Eje doble (Tándem) Tipo A	16,500 kg	16,000 kg
Eje doble (Tándem)	12,000 kg	12,000 kg
Eje triple tipo A	-	20,000 kg
Eje triple tipo B	-	17,000 kg

Cuadro 4: Descripción de tipos de ejes
[31]

Se puede utilizar hasta el 8 por ciento de variación del peso en los tipos de vehículos C2 y C3 y hasta un 5 por ciento para los otros tipos de vehículos. Teniendo el cuidado de que el peso bruto vehicular no llegue a exceder del peso máximo autorizado en el reglamento [31].

- Este acuerdo permite que los vehículos o combinaciones de vehículos puedan transitar en las carreteras con un peso bruto vehicular descrito en el Cuadro 55 ubicado en los anexos [31].

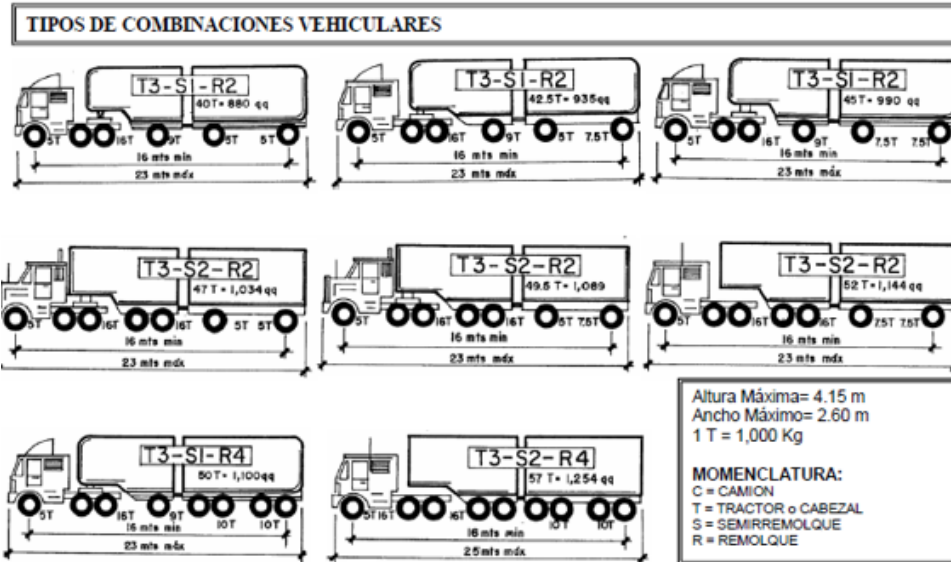


Figura 31: Tipo de combinaciones vehiculares [31]

- Si se obtiene un vehículo cuyas separaciones son menores que las que indican las tablas ya especificadas, se debe de calcular con la siguiente expresión: [31]

$$w = 1,000 * \left(\frac{LN}{N-1} + 2.5 * N + 5.5 \right) \quad (1)$$

Donde:

w = Peso máximo permisible

L = Separación entre ejes más lejanos

N = Numero de ejes simples

2. Sobrecarga vehicular de diseño

La sobrecarga vehicular sobre lo que son las calzadas de puentes o estructuras incidentales, denominada como HL-93, deberá consistir en una combinación de: [7]

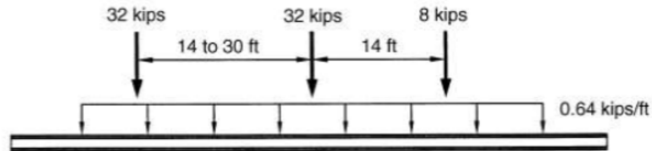
- Camión de diseño o tándem de diseño [7].
- Carga de carril de diseño [7].

Esta forma de sobrecarga consiste en un camión o tándem en coincidencia como una representación ideal del corte y momento producido por un grupo de vehículos habitualmente permitidos en las carreteras de diferentes estados bajo excepciones a las reglamentaciones

sobre peso admisible establecidas para el caso de “situaciones preexistentes”, el modelo de carga se denomina “ideal” porque es su intención representar ningún tipo de camión en particular [7].

La sobrecarga vehicular se puede apreciar mejor en la Figura 32, en ella se aprecian las dos combinaciones de cargas que se pueden suponer con el HL-93 [7].

Load pattern 1: Design lane + Design Truck



Load pattern 2: Design lane + Design Tandem

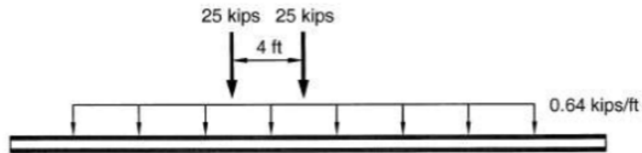


Figura 32: Patrones de carga viva de diseño [7]

3. Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 33 y se deberá de tomar un incremento dinámico [7].

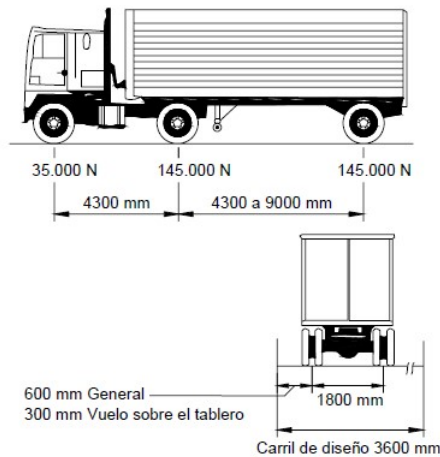


Figura 3.6.1.2.2-1 – Características del camión de diseño

Figura 33: Características del camión de diseño según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.6.1.2.2 [7]

Las separaciones entre los ejes 145,000 N puede variar entre 4,300 a 9,000 mm debido a que se requieren tener solicitaciones extremas [7].

4. Tándem de diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110,000 N con una separación de 1,200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1,800 mm y se deberá considerar un incremento por carga dinámica [7].

5. Carga del carril de diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3,000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica [7].

6. Cargas peatonales

Para las cargas peatonales se le debe de aplicar a la estructura una carga peatonal igual a un valor de 0.0036 MPa en todas aquellas aceras que tengan un ancho de 600 mm o de un ancho mayor, este tipo de carga se considera de manera simultanea con la sobrecarga vehicular de diseño [7].

Los puentes que se diseñan para el tráfico peatonal únicamente y/o también para ciclistas se tienen que diseñar para una sobrecarga mayor que posee un valor igual a 0.0040 MPa[7].

Si las aceras, puentes peatonales o los puentes que son utilizados por ciclistas, se llegan a utilizar por vehículos de mantenimiento o algún otro vehículo, estas cargas deben de estar dentro del análisis considerado en el diseño, pero no es necesario aplicar el incremento por carga dinámica [7].

7. Área de contacto de los neumáticos

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud [7].

Se supondrá que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto, por ello se supone que se distribuye de la siguiente forma: [7]

- Superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especifica [7].
- Cuando se tiene superficies discontinuas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de lo que es la huella, aumentando la presión en función de la relación entre el área de contacto especificada y la real [7].

8. Factor de presencia múltiple

La sollicitación extrema correspondiente a la sobrecarga se debe determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, estos multiplicados por un correspondiente factor de presencia múltiple que permite tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados de manera simultánea [30] [7].

Con el fin de conocer el número de carriles en condiciones de incluir las cargas peatonales, las cuales se encuentran combinadas con uno o más carriles conjuntos a la sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado [30] [7].

El factor de presencia múltiple no se aplica al estado límite de fatiga, para el cual se usa un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Es importante tener en cuenta que los factores de presencia múltiple no se deben de aplicar juntamente con los factores de distribución de carga aproximados [30] [7].

Los factores de presencia múltiple por número de carriles cargados se distribuyen de diferente forma, estos fueron desarrollados a base de ADTT de 5000 camiones en una dirección [30] [7].

Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

Figura 34: Factor de presencia múltiple según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.6.1.1.2 [30] [7]

9. Incremento por carga dinámica

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se debe de mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Figura 35, este es un incremento que se aplica a la carga de rueda estática para considerar el impacto provocado por las cargas de las ruedas de los vehículos en movimiento [7].

El factor que se debe de aplicar a la carga estática se deberá tomar como:

$$1 + \frac{IM}{100} \quad (2)$$

Donde:

IM = Incremento por carga dinámica

El incremento por carga dinámica no se debe de aplicar a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño [7].

Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, IM

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Figura 35: Incremento por carga dinámica según AASHTO LRFD 2017 artículo 3.6.2.1 [7]

10. Fuerza de frenado

La fuerza de frenado se deberá tomar como el valor máximo entre condiciones que son:[7]

- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril de diseño [7].
- 5 por ciento de tándem de diseño más la carga del carril de diseño [7].
- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem [7].

Las fuerzas de frenado deben de estar ubicados en todos los carriles de diseño que se encuentren cargados, y que transita el tráfico en una misma dirección de estudio. Las fuerzas se deben asumir de manera horizontal a una distancia de 1,800 mm de la superficie de la calzada en cualquier dirección longitudinal en las cuales se lleguen a considerar extremos [7].

L. Propiedades del concreto

1. Resistencia a la compresión del concreto

La documentación técnica deberá indicar la resistencia a la compresión especificada, f_c o la clase de hormigón para cada componente [7].

Solo se deberán utilizar hormigones con resistencias de diseño mayores que 70MPa, si algún artículo específico así lo permitió o si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. No se deberían utilizar hormigones con resistencia especificadas menores que 16 MPa en aplicaciones estructurales [7].

El hormigón de baja densidad generalmente solo se utiliza en situaciones en las cuales el peso resulta un factor crítico. Para este tipo de hormigones la documentación técnica deberá especificar la densidad secada en aire, la resistencia y cualquier otra propiedad requerida para la aplicación [7].

2. Módulo de elasticidad del concreto

El módulo de elasticidad del concreto está ligado a lo que es el módulo de elasticidad del agregado, y esta vinculación hace que el módulo de elasticidad del concreto no sea constante y varíen entre un rango de 120 a 80 por ciento [6].

Debido a que existe una ausencia de información, y cuando se tienen densidades del concreto entre 1,440 y 2,500 kg/m^3 se puede llegar a tomar el módulo de elasticidad como: [7]

$$E_c = 0.043 * \gamma^{1.5} \sqrt{f_c} \quad (3)$$

Donde:

γ = Densidad del concreto (kg/m^3)

f_c = Resistencia específica del concreto (MPa)

3. Coeficiente de Poisson

A menos que se determine mediante ensayos físicos, se puede asumir que el coeficiente de Poisson es igual a 0.2. El efecto del coeficiente de Poisson se puede despreciar en los componentes que se anticipa estarán sujetos a la fisuración [7].

4. Módulo de ruptura

A menos que se determine por ensayos físicos, módulo de ruptura, f_r en MPa, se puede tomar como: [7]

- Para hormigón de densidad normal:

$$0.63\sqrt{f_c} \quad (4)$$

- Para hormigón de agregados livianos y arena:

$$0.52\sqrt{f_c} \quad (5)$$

- Para hormigón de agregados de baja densidad:

$$0.45\sqrt{f_c} \quad (6)$$

Donde:

f_c = Resistencia específica del concreto (MPa)

5. Resistencia a la tracción

La resistencia a la tracción directa se puede determinar utilizando la ASTM C900 o el método de resistencia a la tracción por compresión diametral que se describe en la AASHTO T 198 (ASTM C 496) [7].

M. Propiedades del acero de preesfuerzo

1. Tipos del acero de preesfuerzo

Para la construcción de elementos presforzados, se requiere de acero especializado que pueda resistir las altas demandas de esfuerzos en la estructura, para esto la A.S.T.M. “Asociación Americana de Ensayo de Materiales” norma diferentes tipos de aceros que se pueden utilizar para este tipo de construcciones. Los aceros más utilizados para este tipo de concretos son: [30][7]

- Alambres sin revestimiento, Relevados de esfuerzo para concreto presforzado “ASTM A-421”. [30][7]
- Cable Trenzado, sin revestimiento, de siete alambres, relevado de esfuerzos para concreto presforzado “ASTM A-416”. [30][7]

Estos tipos de acero se fabrican en grados 250 y 270 según la normativa, por lo que su resistencia última anda entre los $1720 N/mm^2$ y $1860 N/mm^2$, estos esfuerzos se basan en lo que son las áreas nominales del cable. Para estos aceros se tienen las resistencias descritas en la ilustración 36. [7]

Tabla 5.4.4.1-1 – Propiedades de los cables y barras de pretensado

Material	Grado o Tipo	Díámetro (mm)	Resistencia a la tracción, f_{pu} (MPa)	Tensión de fluencia, f_{py} (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Conformadas	16 a 35	1035	80% de f_{pu}

Figura 36: Propiedades de pretensado según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.4.4.1 [7]

Donde:

f_{pu} = Límite de resistencia a la tensión.

f_{py} = Límite de fluencia.

2. Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzos

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros pretensados, en relación con el área nominal de la sección transversal, esta se puede tomar como: [7]

- Cables $E_p = 197,000MPa$
- Barras $E_p = 207,000MPa$

N. Concreto presforzado

Concreto en el que se crea esfuerzos permanentes ya sea en la estructura como en piezas específicas, esto buscando un mejor comportamiento de la estructura y que pueda obtener resistencia bajo condiciones de servicio que se le está solicitando a la estructura, este tipo de concreto es común en los concretos estructurales [32].

El concreto preesforzado es un material compuesto por concreto estructural, usualmente de alta resistencia con valores mayores a 280 kg/cm^2 y por cantidades pequeñas de tendones de acero de alta resistencia con valores mayores a $16,000 \text{ kg/cm}^2$, los cuales su función principal es agruparse para formar cables. Antes de aplicar las cargas externas a la estructura los cables se deben de tensionar contra el concreto, y esto ocasiona que estén sometidos a esfuerzos a precompresión [32].

En la Figura 37; se puede observar la trayectoria parabólica del cable de preesfuerzo que es la que mejor contrarresta el efecto de las cargas externas, que se consideran uniformemente repartidas. Con esto se producen diagramas de momentos parabólicos [32].

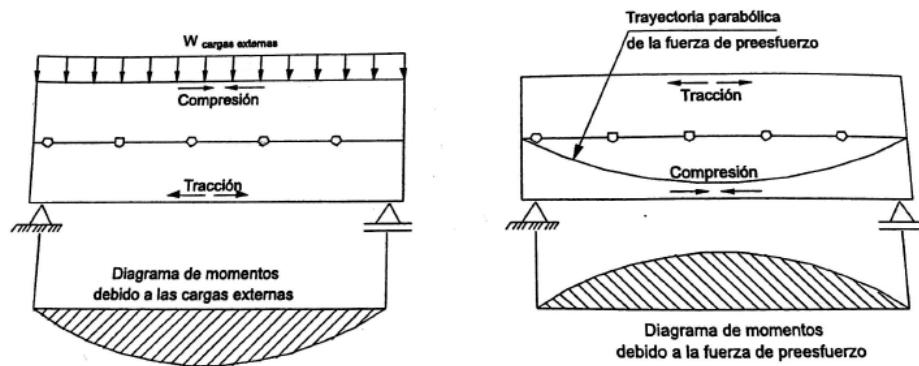


Figura 37: Trayectoria parabólica de la fuerza de preesfuerzo [32]

Las estructuras preesforzadas se diseñan, en general, de manera que bajo cargas de servicio se presenten esfuerzos de compresión (entre 0.4 y $0.5 f'c$) sobre el concreto. Cuando se diseña con este criterio se le llama diseño por cargas de trabajo o bajo cargas de servicio [32].

El concreto presforzado posee métodos los cuales se utilizan dependiendo de las necesidades en la que se encuentre el diseñador para cumplir con las distintas sollicitaciones, estos son: pretensado y postensado [32].

1. Concreto pretensado

Este tipo de concreto se produce estirando o tensando los anclajes de los extremos antes de verter el concreto en la estructura, al momento de que el concreto empiece a endurecer se le agrega el concreto [32].

Para este tipo de concretos se utilizan de alta resistencia en un corto tiempo, con la técnica de al momento del curado del concreto utilizar el vapor de agua, para acelerar el endurecimiento. Para el acero de presfuerzo se tensa por medio de gatos, teniendo la cimbra en el lugar, y el concreto a utilizar se verte alrededor del tendón esforzado. Luego de que se lograse la resistencia se libera la presión de los gatos, y por consiguiente los torones buscan acortar su largo, pero el concreto adherido no permite el esto [32].

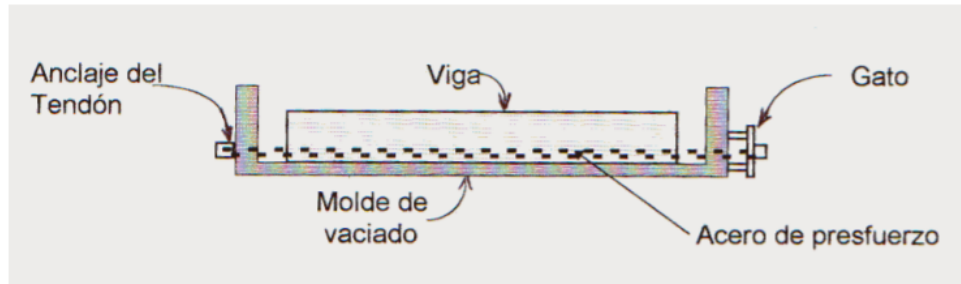


Figura 38: Sección de viga pretensada [32]

2. Concreto postensado

En este tipo de concretos se colocan moldes de las vigas ductos en los cuales se colocan los tendones no esforzados, y que poseen los perfiles deseados estos colocados antes de vaciar el concreto. Para este tipo de métodos es importante prevenir problemas al momento de las instalaciones de los elementos, una parte importante de la estructura es el ducto, este se debe de prevenir el desplazamiento que pueda ocurrir y esto se hace amarrando con alambres al refuerzo auxiliar que posee la viga [32].

Para diferenciar las tensiones que debe de llevar el acero dentro del ducto, se evalúa por medio de la presión del gato y del posible estiramiento que pueda ocurrir en el acero, la mayoría de las veces los ductos se rellenan con mortero luego de que fuese esforzado el acero [32].

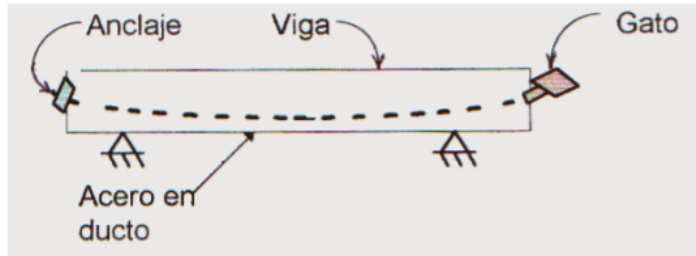


Figura 39: Sección de viga postensada [32]

Esfuerzos en el concreto y las etapas de carga

La excentricidad de la fuerza de preesfuerzo contribuye a contrarrestar los esfuerzos de tracción que son producidos por las cargas externas debido a las estructuras que son de concreto preesforzado, cuando se realiza la fuerza de tensionamiento esta llega a producir una contraflecha durante la transferencia que es debida al peso propio, es por ello que el peso propio de la estructura se debe de incluir al momento de la determinación de esfuerzos para lo que es la transferencia de la fuerza de preesfuerzo [33].

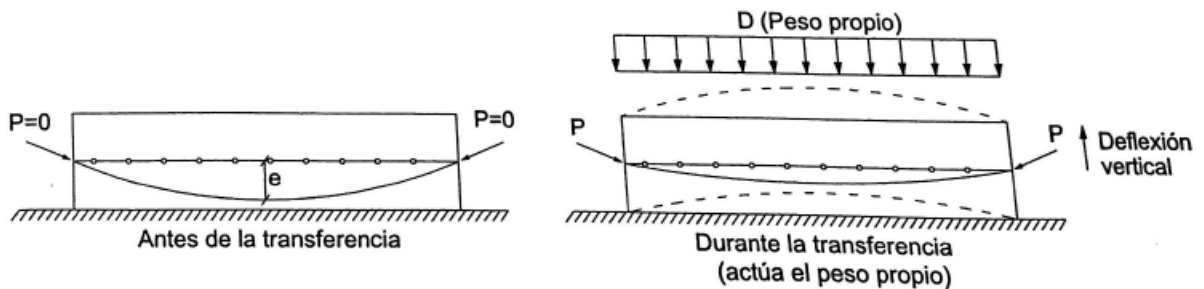


Figura 40: Acción del peso propio [33]

Sistemas de postensados

- Sistema Freyssinet

Es un sistema pionero en lo que son sistemas de pretensado, garantizando diseños de anclajes, gatos y equipos de colocación, también cuentan con centros de ensayos con un significativo banco de tracción de 2,000 toneladas [34].

Tienen dos modelos que ofrece el sistema de anclajes, los modelos C y F debido a que han se ha demostrado en estructuras de todo el mundo los requisitos de ejecución más exigentes como lo son: Tableros y pilares de puentes, recintos de reactores nucleares, depósitos de gas natural licuado, plataformas en mar abierto, etc. Estos modelos tienen la Aprobación Técnica Europea (ATE) 06/226 [34].

- Modelo C para los cables de 3 a 55 cordones [34].

- Modelo F para los cables de 1 a 4 cordones [34].

El uso más habitual del modelo C es el pretensado interior adherente, esto utilizando los cordones desnudos lubricados con una vaina corrugada con fleje metálico, galvanizada, que puede curvarse manualmente, en este sistema se inyecta el lechado de cemento luego del tensado de los cordones. Para esto se recomienda un sistema de lubricación de serie de fleje realizado siguiendo un procedimiento único que Freyssinet denominado LFC [34].

Los anclajes están formados por:

- Un capot permanente opcional [34].
- Bloques de anclaje de acero circulares y con perforaciones troncocónicas [34].
- Cuñas que garantizan un anclaje eficaz teniendo esfuerzos estáticos o dinámicos [34].

El sistema ofrece una gran variedad de cables como lo son: [34]

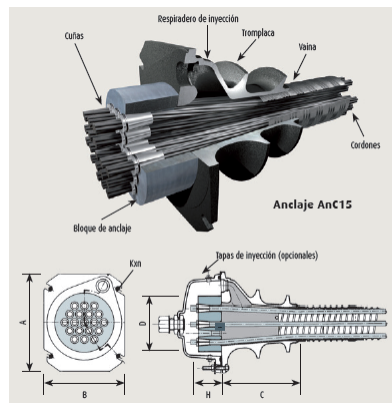


Figura 41: Sección de anclaje [34]

Unidades	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

Figura 42: Dimensiones según el arreglo de cable [34]

■ Sistema Dywidag

Los sistemas Dywidag son conocidos a nivel mundial por ser fiables, funcionales y su fácil aplicación a cualquier estructura que lo requiera ya sea pretensada o postensada [35].

En el año 1927 se utilizó por primera vez el sistema Dywidag en el puente en Arco de Alseben ubicado en Alemania. La empresa ha mejorado su calidad de producto, esto debido a la demanda que existe a nivel mundial con la tecnología [35].

Este sistema tiene varias ventajas y características como son:

1. Diseño robusto
2. Longitudes de transporte variable.
3. Uso como refuerzo a cortante.
4. Se utilizan como tendones muy cortos por su poco deslizamiento.
5. Se suministran tendones prefabricados sin adherencia.
6. Tendones externos con protección anticorrosiva permanente.

El sistema es a base de barras de pretensado que son laminadas en caliente, y que son templadas por el calor del proceso de laminación, que son expandidas y enfriadas por su sección transversal. Estas consisten en acero pretensado Y 1050 conforme a prEn10138-4. Existen barras con longitudes hasta 18 metros y pueden ser cortadas a longitudes adecuadas para el transporte [35].

■ Sistema VSL

El sistema de postensado nace en obras viales principalmente de luces de gran magnitud. La evolución del sistema ha llegado para combinarlo con distintos factores que se encuentran en el ambiente [36].

El sistema VSL está especializado en ofrecer soluciones y diseño para una amplia gama de proyectos que lo requiera, posee sistemas con adherencia y sin adherencia [36].

1. Sistema con adherencia

Este sistema se inserta en un ducto plástico al cual se le adhiere una lechada de inyección para que pueda permanecer adherido completamente a la masa de concreto que lo complementa [36].

2. Sistema sin adherencia

Es un cable postensado, que se encuentra engrasado plastificado, y se encuentra libre de movimientos relativos respecto al concreto, esto se debe a la grasa que lo conforma y la funda que posee que no permite la adherencia entre el concreto y el acero [36].

■ Ductos de postensado

Los ductos para tendones deben de ser metálicos o no metálicos y se debe de ajustar a los requerimientos del artículo 10.8.2 de la AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications [7].

El radio mínimo de curvatura de los ductos para tendones debe de tomar en cuenta el tamaño del tendón, el tipo de ducto y forma, y el lugar relativo del porcentaje tensado, dependiendo de las recomendaciones de manufactura [7].

Si los ductos son de poliestireno y los tendones son adherentes, se debe de investigar todas las características de adherencia entre los ductos de polietileno y el mortero utilizado [7].

El máximo intervalo entre los apoyos para los ductos durante la construcción debe de estar indicado en los documentos del contrato, y debe de ser conforme al Artículo 10.4.1.1 de la AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications [7].

1. Tamaño de los ductos

El tamaño del diámetro interno de los ductos debe de ser como mínimo de 6mm más grande que el diámetro nominal de un tendón que este compuesto ya sea por barra o por cables [7].

Para ductos de tendones compuestos por múltiples barras o cables, el área interna del ducto debe de ser como mínimo 2.0 veces el área neta del acero pretensado teniendo en cuenta la única excepción: Si los tendones se colocan por el método de enhebrado, área del ducto debe de ser como mínimo 2.5 veces la sección neta del acero pretensado [7].

El método de enhebrado se utiliza cuando los tendones tienen más de 400 ft de longitud el equivalente a 120 m [7].

■ Separación mínima de los tendones y ductos de pretensado

1. Cables de pretensado

La distancia entre los cables como también aquellos que se encuentran en ductos, en cada extremo de un elemento dentro de la longitud de anclaje, no debe de ser menor que una distancia libre tomada como 1.33 veces el tamaño máximo de los agregados, ni menor que las distancias entre centros como lo especifica la Figura 43 [7].

La intención de este requisito de mantener la separación libre dentro de la zona de transferencia es asegurar que la separación entre los cables sea suficiente para transferir adecuadamente su fuerza de pretensado al hormigón que los rodea y para reducir la concentración de tensiones alrededor de los cables en los extremos de los elementos de pretensado a momento de soltarlos [7].

Tabla 5.10.3.3.1-1 – Separaciones entre centros

Tamaño del cable (mm)	Separación (mm)
15,24 14,29 Especial 14,29	51
12,70 11,11 12,70 Especial	44
9,53	38

Figura 43: Separación entre centros según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.10.3.3.1 [7]

- **Zonas generales de anclajes postensado**

Si las tensiones de compresión en el concreto delante del dispositivo de anclaje se determinan a partir de un análisis elástico, la tensión local puede promediarse en un área igual a la zona de apoyo del dispositivo de anclaje [7].

- **Concreto preesforzado según la adherencia**

- **Preesforzado adherido**

El concreto postensado es adherido si se inyecta lechada de cemento en los ductos, una vez efectuada la transferencia. Esta inyección protege los cables contra la oxidación, incrementa la seguridad de la estructura a la rotura y reduce la separación entre fisuras, este ancho se reduce a medida que su separación [33].

- **Preesforzado no adherido**

En este tipo de concreto no existe adherencia entre el acero de preesfuerzo y el concreto circundante. De esta forma toda la acción del cable queda suspendida a los anclajes en los extremos.

Si no existe una adherencia entre el acero de preesfuerzo y el concreto, cada incremento de las solicitaciones es resistido por el cable en toda su longitud, esto causa mayores alargamientos de este y por consiguiente aumenta el ancho el ancho de fisuras [33].

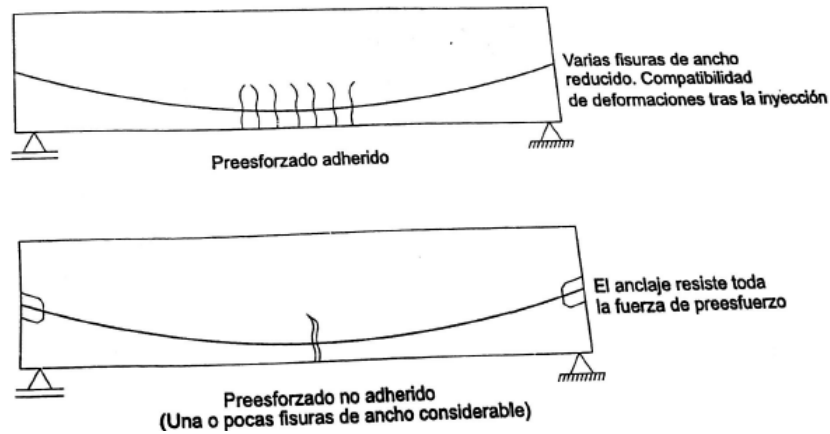


Figura 44: Formación de fisuras en preesfuerzo adheridos y no adheridos [33]

Ñ. Pérdidas de preesfuerzo en elementos postensados

1. Durante transferencia de la fuerza de preesfuerzo ($t=0$)

Las pérdidas durante la transferencia se deben a la fricción que existe entre el cable de preesfuerzo y el ducto del cable que contiene como la curvatura involuntaria del mismo que son propias del concreto postensado, debido al acortamiento elástico del concreto y al corrimiento en el anclaje [33].

2. Durante la etapa de servicio de la estructura ($t=\infty$)

Estas pérdidas tienen su origen en lo que es la retracción de fraguado y el flujo plástico que posee el concreto y con la relajación del acero [33].

Con el paso del tiempo el concreto disminuye su volumen, esta disminución de este se debe a: [33]

- **La retracción de fraguado**

Se manifiesta por la pérdida de agua de amasado y en cuanto tal es independiente de las cargas aplicadas en el concreto [33].

Este tipo de pérdidas posee deformaciones que varían entre 0.0004 a 0.0008 en la vida útil del concreto, las cuales el 80 por ciento ocurre en el primer año de vida del concreto [37].

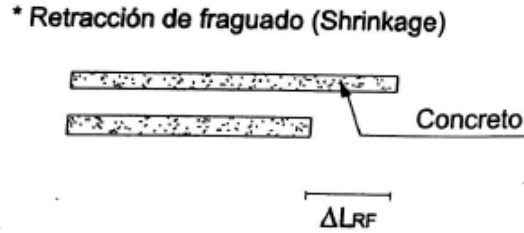


Figura 45: Retracción por fraguado
[33]

■ El flujo plástico

El flujo plástico es continua de un esfuerzo sobre el material que se traduce en una pérdida de volumen del concreto [33].

Este coeficiente es una deformación inelástica que depende del tiempo en que se encuentre bajo alguna carga sostenida, depende primordialmente de la madurez del concreto al momento que se aplique la carga. Las deformaciones que se consiguen con el flujo plástico varían entre un rango de 1.5 a 4 veces de la deformación instantánea, se calcula como:[37]

$$\psi(t, t_i) = 1.9 * k_s * k_{hc} * k_f * k_{td} * t_i^{-0.118} \quad (7)$$

$$k_s = 1.45 - 0.13 * (V/S) \geq 1.0 \quad (8)$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008H \quad (9)$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f_{ci}} \quad (10)$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 4f_{ci} + t} \quad (11)$$

Donde:

H: Humedad relativa en porcentaje.

k_s : Factor entre el volumen y el área superficial del componente.

k_f : Factor para la resistencia del concreto.

k_{hc} : Factor de humedad debida al flujo plástico.

k_{td} : Factor de desarrollo en el tiempo.

t : Edad del concreto entre el tiempo de carga para los cálculos del flujo plástico.

t_i : Edad del concreto el día de aplicación.

f_{ci} : Resistencia a la compresión del concreto en el tiempo del tesado del preesfuerzo.

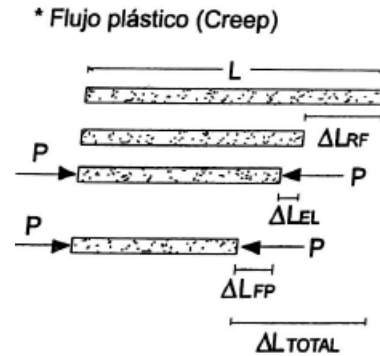


Figura 46: Flujo plástico [33]

Las deformaciones unitarias del concreto por retracción de fraguado son aproximadamente igual a 0.02 a 0.03 por ciento. En la Figura 12 se puede observar las deformaciones diferidas de un elemento de concreto que es sometido t_0 a una carga durante un tiempo determinado de aplicación t_1 . [33]

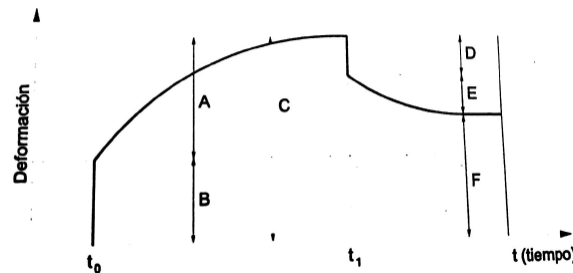


Figura 47: Deformaciones en el concreto en función del tiempo [33]

Donde:

A= Deformación diferida (retracción de fraguado y flujo plástico).

B= Deformación elástica (Instantánea).

C= Deformación total.

D= Deformación instantánea de descarga.

E= Deformación diferida de descarga.

F= Deformación residual.

Para poder reducir lo que son las pérdidas por retracción de fraguado y flujo plástico se debe de recomendar que se efectúe el tensionamiento en varias etapas, siempre y cuando las condiciones del proyecto lo permitan [33].

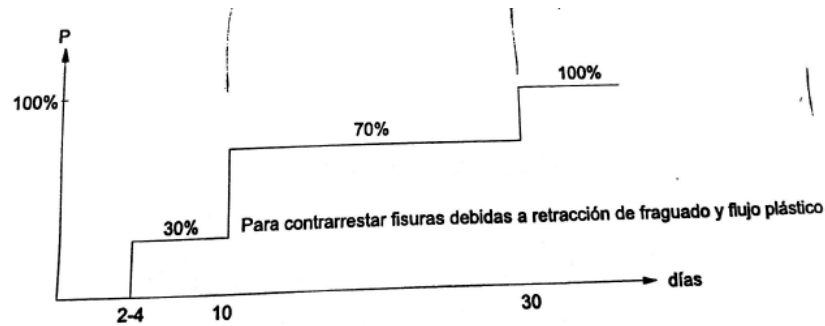


Figura 48: Tensionamiento en etapas [33]

O. Esfuerzos permisibles en el concreto de elementos preesforzados

Tanto el pretensado total como el pretensado parcial se debe de aplicar en los elementos estructurales de hormigón armado con cualquier combinación de tendones de pretensado y armadura convencional actuando conjuntamente para resistir solicitaciones comunes. Los elementos estructurales de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se deben de diseñar para lo que es la fuerza de pretensado inicial como si fuese la fuerza de pretensado final [7].

El pretensado parcial permite desarrollar una teoría unificada para las estructuras de hormigón, en la cual el hormigón armado y el pretensado lleguen a presentar los casos límites. Generalmente estos son barras o cables de acero de alta resistencia, pero también se pueden utilizar materiales que puedan satisfacer la resistencia y ductilidad del elemento. Al igual que estados límites de servicio, fatiga, resistencias y eventos extremos [7].

1. Resistencias específicas del concreto

La resistencia del hormigón al momento de la transferencia deberá de ser la adecuada para que se pueda satisfacer los requisitos que dan tanto los anclajes o de transferencia por adherencia. Además de que se debe de satisfacer los requisitos de flecha o contraflecha [7].

La resistencia a la compresión dicha en el artículo 5.4.2.1 de la AASHTO, especifica que el concreto y los tableros pretensados no tiene que ser menor a 28MPa [7].

2. Esfuerzos de compresión permisibles al momento de la transferencia del preesfuerzo

El límite para las tensiones a compresión en lo que son los concretos pretensados y postensados, esto incluyendo los elementos construidos por segmentos, se puede tomar como: [7]

$$0.65 * f_{ci} \quad (12)$$

Donde:

f_{ci} : Esfuerzo a la compresión del concreto.

3. Esfuerzos de tensión permisibles al momento de la transferencia del preesfuerzo

Para las tensiones que se encuentran sometidas a tracción, se debe de aplicar los límites que se encuentran indicados en la Figura 49 [7].

Tabla 5.9.4.1.2-1 – Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	<ul style="list-style-type: none"> En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente 	N/A
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente 	$0,25 \sqrt{f'_c} \leq 1,38$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f'_c$, no mayor que 210 MPa 	$0,63 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados 	$0,415 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida <ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0,5f'_c$; con tendones internos o tendones externos Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ tracción máxima (MPa) Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> Para cualquier tipo de unión 	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente no pretensada En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f'_c$, no mayor que 210 MPa 	Tracción nula $0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa)

Figura 49: Límites para la tensión de tracción según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.9.4.1.2 [7]

Donde:

f'_c = Resistencia a compresión en el concreto.

4. Esfuerzos de compresión permisibles después de las pérdidas de preesfuerzo

La compresión de un elemento se debe de determinar utilizando la combinación de cara para un estado límite de servicio 1, con ello se especificaron los límites indicados en la Figura 50 [7].

Tabla 5.9.4.2.1-1 – Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Ubicación	Tensión límite
<ul style="list-style-type: none">• Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none">• En puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes	$0,45 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none">• Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes	$0,40 f'_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none">• Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo	$0,60 \phi_w f'_c$ (MPa)

Figura 50: Límites para la tensión de compresión después de perdidas [7]

Donde:

f'_c = Resistencia a compresión en el concreto.

ϕ_w = Factor de resistencia.

5. Esfuerzos de tensión permisibles después de las pérdidas de preesfuerzo

Para las combinaciones de carga de servicio las cuales involucren cargas de tráfico, las cuales se refieren a las combinaciones de cargas para el estado límite de servicio III, la tensión en los elementos que tienen tendones ya sea adheridos o no adheridos se debe de calcular como lo indica la Figura 51 [7].

Tabla 5.9.4.2.2-1 – Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas – Elementos totalmente pretensados

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas <ul style="list-style-type: none"> Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas Para elementos con tendones de pretensado no adherentes 	$0.50 \sqrt{f'_c}$ (MPa) $0.25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Tracción nula
	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida <ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de $0.5f_y$; con tendones internos o tendones externos Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	$0.25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimida 	$0.25 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente En áreas con armadura adherente suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0.5f_y$, no mayor que 205 MPa 	Tracción nula $0.50 \sqrt{f'_c}$ (MPa)

Figura 51: Límites de tensión después de las pérdidas según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.9.4.2.2 [7]

Donde:

f'_c = Resistencia a compresión en el concreto.

6. Pérdida de pretensado total

Para las construcciones por segmentos, de concreto de baja densidad, de pretensado por etapas con tramos de distancias de 50,000 mm y en puentes que se deben de tomar consideraciones específicas para la evaluación de las pérdidas, se realiza un método que se encuentra avalado por datos de ensayos que son comprobados, es por ello que se deben de tomar datos que son obtenidos en ensayos de control que se realizan a los materiales que se tienen estipulados utilizar, en condiciones ambientales de servicio y con los detalles estructurales solicitados [7].

Para realizar un análisis detallado de lo que son las pérdidas en los elementos postensados, respecto a la tensión inmediata antes de la transferencia se utiliza la siguiente ecuación:[7]

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (13)$$

Donde:

- Δf_{pt} = Pérdida total.
- Δf_{pF} = Pérdida por fricción.

- Δf_{pA} = Pérdida por acuíñamiento de los anclajes.
- Δf_{pES} = Pérdida por acortamiento elástico.
- Δf_{pSR} = Pérdida por contracción.
- Δf_{pCR} = Pérdida por fluencia lenta del hormigón.
- Δf_{pR2} = Pérdida por relajación del acero.

Para los elementos postensados se debe de tomar en cuenta lo que son las pérdidas por fuerza en los tendones, dentro del presfuerzo, esto utilizando instrumentos de medición para las lecturas de las fuerzas.[7]

P. Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo

La tensión en los tendones debido al presfuerzo o al estado límite de servicio, se debe de considerar en los valores indicados en la Figura 52. En lo que se refiere al postensado se permite un valor de $0.90 * f_{py}$ en períodos breves al acuíñamiento esto para contrarrestar las pérdidas debidas a esto y al factor de la fricción.[7]

Tabla 5.9.3-1 – Límites de tensión para los tendones de pretensado

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia ($f_{pi} + \Delta f_{pES}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	-
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{ps})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
Postesado			
Antes del acuíñamiento, se puede permitir f_s a corto plazo	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
En anclajes y acoplamiento inmediatamente después del acuíñamiento de los anclajes ($f_{pi} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuíñamiento del anclaje ($f_{pi} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{ps})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$

Figura 52: Límites de tensión para pretensado según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.9.3.1 [7]

Donde:

f_{py} : Esfuerzo permisible en el acero de presfuerzo.

Q. Capacidad a flexo-compresión de elementos postensados

1. Flexo-compresión

El preesforzado tiene como objetivo la aplicación de una fuerza externa excéntrica sobre la sección de concreto, esto para poder disminuir las tracciones del concreto o bien llevarlas a desaparecer. Como se puede observar en la Figura 53 [33].

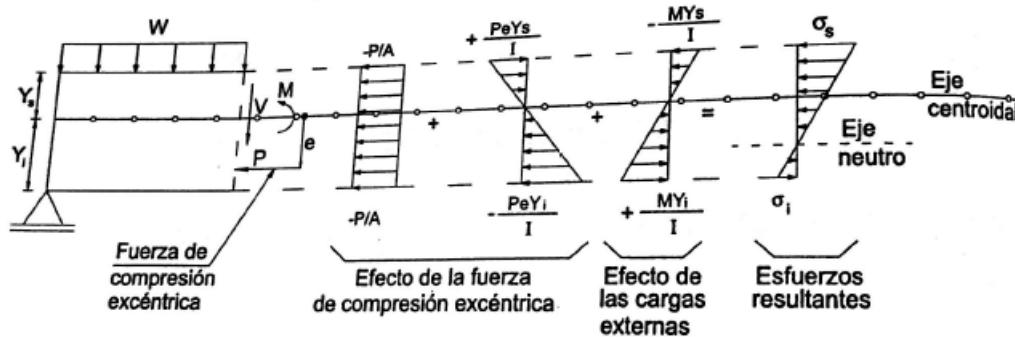


Figura 53: Superposición de esfuerzos debidos a la acción [33]

La fórmula de la flexo-compresión determina la suma de los esfuerzos sobre el concreto de una fibra que se encuentra ubicada a una distancia determinada, como se puede observar en la siguiente ecuación:[33]

$$\sigma = -\frac{P}{A} \pm \frac{PeY}{I} \pm \frac{MY}{I} \quad (14)$$

Donde:

σ = Esfuerzo producido por flexión pura.

P = Fuerza de compresión.

A = Área de la sección de transversal.

e = Excentricidad de la fuerza de preesfuerzo.

I = Inercia de la sección transversal.

M = Momento debido a carga externas.

Y = Distancia a centroide de la sección transversal.

2. Esfuerzos en el acero de presfuerzo

Elementos con tendones adheridos

Para miembros rectangulares o secciones con patín sujeto a flexión, respecto de un eje, se deben de utilizar las distribuciones de tensión, en cambio para la tensión media en el acero pretensado f_{ps} se puede tomar como: [7]

$$f_{ps} = f_{pu} * (1 - k \frac{c}{d_p}) \quad (15)$$

Donde:

f_{ps} = Esfuerzo del acero de preesfuerzo.

f_{pu} = Resistencia a la tracción especificada del acero de presfuerzo.

c = Distancia del eje neutro y la cara en compresión.

d_p = Distancia entre la fibra extrema en compresión y el acero de preesfuerzo.

k = Factor que depende del tipo de cable utilizado para el acero de preesfuerzo.

Siendo los valores de k descritos en la Figura 54

Tabla C5.7.3.1.1-1 – Valores de k

Tipo de tendón	f_{py}/f_{pu}	Valor de k
Cables de baja relajación	0,90	0,28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0,85	0,38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0,80	0,48

Figura 54: Valores k según AASHTO LRFD 2017 artículo 5.7.3.1.1 [7]

Elementos con tendones no adheridos

Para las secciones rectangulares o con sujetas a flexión respecto a un eje o a flexión biaxial con carga axial como se especifica en el Artículo 5.6.4.5, donde la distribución de tensiones aproximadas que está especificada en el Artículo 5.6.2.2 es usado, la tensión media en el acero pretensado no adherido se puede tomar como: [7][30]

$$f_{ps} = f_{pe} + 900 * (\frac{d_p - c}{l_e}) \leq f_{py} \quad (16)$$

Siendo:

$$l_e = \left(\frac{2 * l_i}{2 + N_s} \right) \quad (17)$$

Donde:

f_{ps} = Esfuerzo del acero de preesfuerzo.

f_{pe} = Esfuerzo efectivo en el acero de presfuerzo después de pérdidas.

c = Distancia del eje neutro y la cara en compresión.

d_p = Distancia entre la fibra extrema en compresión y el acero de preesfuerzo.

f_{py} = Esfuerzo de fluencia del acero de preesfuerzo.

l_e = Longitud de cable efectiva.

l_i = Longitud de cable entre anclajes.

N_s = Número de articulaciones de apoyo cruzadas por el cable entre anclajes.

R. Diseño a cortante

1. Regiones sollicitas a flexión

Es razonable suponer que las secciones planas permanecerán planas luego de la aplicación de las cargas, las regiones de los elementos se deberán diseñar para corte o torsión utilizando el modelo de secciones. Este modelo es adecuado para diseñar las vigas, losas y otras regiones de elementos las cuales son validas las hipótesis de lo que es una viga tradicional, es decir que depende exclusivamente de los valores calculados como lo son: Momento, corte, carga axial y torsión [7].

Los elementos en los cuales la distancia entre el punto del corte nulo y la cara del apoyo es menor a $2d$, o los elementos en los cuales hay una carga que provoca más de $\frac{1}{2}$ del corte de un apoyo a menos de $2d$ de la cara del apoyo, se pueden considerar como elementos de gran altura [7].

2. Regiones que requieren armadura transversal

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se debe de proveer armadura transversal a la estructura, ya que existe una posibilidad de fisuración diagonal [7].

Para verificar si se necesita acero transversal se utiliza la siguiente ecuación:

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p) \quad (18)$$

Donde:

V_u = Fuerza de corte mayorada.

V_c = Resistencia nominal al corte del concreto.

V_p = Componente de la fuerza de preesfuerzo en dirección a la fuerza de corte.

ϕ = Factor de resistencia para corte especificado en el cuadro 3.

3. Mínima armadura transversal

Si se requiere acero transversal para evitar la falla a corte, el área de acero a utilizar debe de satisfacer con la siguiente relación: [7]

$$A_v > 0.083\sqrt{f_c} * \frac{b_v * s}{f_y} \quad (19)$$

Donde:

A_v = Área del acero transversal a una distancia s .

b_v = Ancho de alma.

s = Separación del acero transversal.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero transversal.

4. Esfuerzo de corte en el concreto

El esfuerzo de corte en el concreto se debe determinar como lo indica la ecuación 20 [7].

$$\nu_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (20)$$

Donde:

- b_v : es el ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido en forma paralela al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión [7].
- d_v : es la altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a la flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre $0.9d_e$ o $0.72h$ [7].
- ϕ : Factor de resistencia para corte especificado en el Cuadro 3 [7].

Cuando se determina el ancho del alma a un nivel en particular, el ancho del alma se le deberá restar un medio de los diámetros de los ductos no llenados con mortero utilizado o un cuarto de los diámetros de los ductos llenados con mortero [7].

5. Máxima separación del acero transversal

La separación utilizada no puede exceder la máxima separación admisible que se puede determinar de dos maneras: [7].

- Si $\nu < 0.125f'_c$
 $s_{max} = 0.8d_v \leq 600\text{mm}$
- Si $\nu \geq 0.125f'_c$
 $s_{max} = 0.4d_v \leq 600\text{mm}$

Donde:

ν = Esfuerzo de corte en el concreto.

d_v = Altura de corte efectiva.

6. Secciones próximas a los apoyos

Si la fuerza de reacción en la dirección del corte aplicado introduce compresión en la región extrema de un elemento, la ubicación de la sección crítica para corte se debe de tomar a una distancia igual a d_v a partir de la cara interna del apoyo como se muestra en la Figura 55 [7][30].

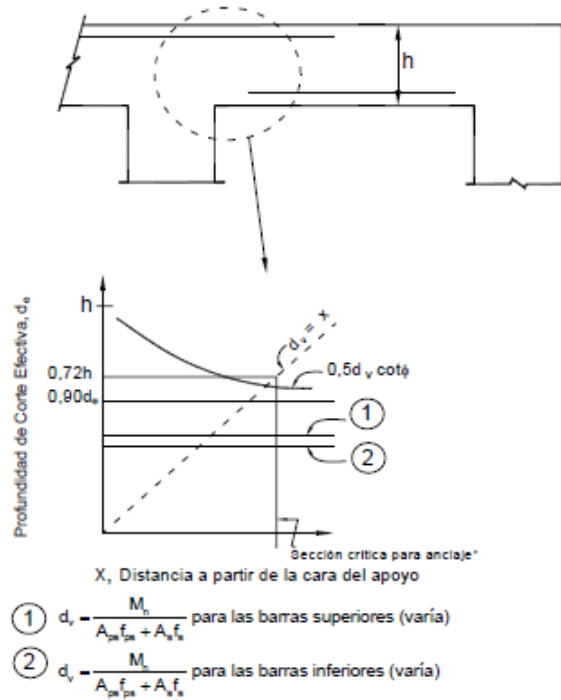


Figura 55: Zona próxima al apoyo
[7][30]

Las cargas que son próximas a un apoyo se transfieren de manera directa al apoyo mediante acción de arco comprimido, esto sin provocar las tensiones adicionales en los estribos [7][30].

Tradicionalmente el dimensionar la armadura transversal involucra determinar la separación que es requerida para los estribos en secciones que son discretas a lo largo del elemento que se esté analizando, siempre teniendo en cuenta que los estribos se deben de detallar de manera que no se supere la longitud de la viga [7][30].

Las fallas de corte a diferencia de las fallas de flexión ocurren en un plano inclinado y típicamente una fisura llega a intercepta varios estribos. Con lo que respecta a la longitud de falla, esta se da a lo largo del eje longitudinal del elemento que aproximadamente es igual a $d_v \cot \phi$. En lo largo de la fisura existen los estribos que son los elementos principales que contribuyen a resistir el corte aplicado en el elemento [7][30].

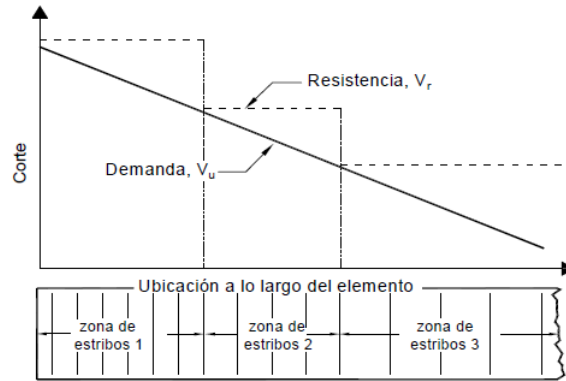


Figura C5.8.3.2-1 – Diseño al corte tradicional

Figura 56: Diseño al corte tradicional
[7][30]

7. Resistencia nominal al corte

La resistencia nominal al corte V_n se tiene que determinar como el menor valor entre las siguientes dos expresiones: [7]

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (21)$$

$$V_n = 0.25f'cb_vd_v + V_p \quad (22)$$

siendo:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'c} * b_v * d_v \quad (23)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad (24)$$

Donde:

b_v = Ancho de alma efectivo.

d_v = Altura de corte efectiva.

s = Separación de acero transversal.

β = Factor de capacidad del concreto al ser fisurado diagonalmente.

α = Ángulo de inclinación del acero transversal.

θ = Ángulo de inclinación de tensiones de compresión diagonal.

A_v = Área del acero de corte a una distancia s .

V_p = Componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado.

■ Determinación de β y θ

El parámetro β cuando se cumple con el acero mínimo se debe de determinar con la siguiente expresión: [7]

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \quad (25)$$

El parámetro θ se define como:[7]

$$\theta = 29 + 3500\epsilon_s \quad (26)$$

El parámetro ϵ_s Es la fuerza longitudinal que se encuentra en la sección del acero de refuerzo, este parámetro se utiliza para calcular tanto β como θ [7].

$$\epsilon_s = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + V_u - V_p - A_{ps}f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (27)$$

Donde:

A_{ps} = Área del acero de presfuerzo utilizado en la sección.

M_u = Valor absoluto del momento factorado en la sección.

N_u = Fuerza de presfuerzo axial.

E_p = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.

E_s = Módulo de elasticidad del acero a flexión.

d_v = Altura de corte efectiva

V_u = Fuerza de corte mayorada.

f_{po} = Parámetro del módulo de elasticidad del presfuerzo multiplicado por la diferencia de deformación unitaria. Habitualmente se utiliza como $0.7f_{pu}$.

S. Deformaciones

Los puentes se deben de diseñar evitando los efectos estructurales que son indeseados y que pueden llegar a provocar las deformaciones en la estructura [7].

En lo que se refiere a losas de hormigón y puentes en acero, las deformaciones bajo niveles de carga de servicio que pueden llegar a provocar el deterioro en lo que son las superficies de rodamiento hasta una fisuración localizada que puede llegar a afectar la durabilidad de la estructura y su tiempo de vida [7].

Las juntas y apoyos de los tableros se deberán acomodar los cambios dimensionales provocados por las cargas, la fluencia lenta, la contracción, las variaciones térmicas, asentamiento y pretensado [7].

1. Flechas y contraflechas

En el cálculo de flechas y contra flechas se deberán considerar la carga permanente, sobrecarga, pretensado, cargas de montaje, fluencia lenta y contracción del hormigón y relajación del acero [7].

Cuando existe una ausencia se debe de hacer un análisis más exhaustivo, las flechas o deformaciones instantáneas se pueden calcular utilizando el módulo de elasticidad del concreto, el momento de inercia ya sea el nominal o el efectivo como se describe en la siguiente ecuación: [7]

2. Criterios de deflexión

Para cumplir con los requisitos del criterio a la deflexión se permiten usar las prácticas tradicionales para el control de las deflexiones, pero no las alientan. Se vuelven obligatorios cuando se tienen: [30][7]

- Tableros ortótropos.
- Estructuras de hormigón armado prefabricado.
- Tableros metálicos reticulados y otros tableros metálicos y de hormigón con requisitos de serviciabilidad.

Cuando se tiene ausencia de criterios para lo que construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se consideran los siguientes límites de deflexión: [30][7]

- Carga vehicular, general.....Longitud/800
- Carga vehiculares y/o peatonales.....Longitud/1000
- Carga vehicular sobre voladizos.....Longitud/300
- Carga vehicular y/o peatonales sobre voladizos.....Longitud/375

3. Criterios opcionales para relaciones longitud de tramo-profundidad

La Figura 57 contiene las profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante que también aparecían en ediciones que son las Especificaciones Normalizadas para Puentes Carreteros [30][7].

Tabla 2.5.2.6.3-1 – Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Figura 57: Profundidades mínimas utilizadas [30][7]

4. Deformación axial

El acortamiento o alargamiento instantáneo provocado por las cargas se debe de determinar utilizando el módulo de elasticidad de los materiales en el momento de aplicar las cargas [7].

En cambio el acortamiento o alargamiento instantáneo que es provocado por los cambios de temperatura se deberá determinar dependiendo de lo que es la temperatura uniforme y la temperatura al momento de la instalación del puente [7].

T. Durabilidad

Las estructuras de hormigón se deberán diseñar de manera que protejan el acero de las armaduras y de pretensado contra lo que es la corrosión durante la totalidad de la vida de servicio de la estructura [7].

Estas consideraciones de diseño tienen por objetivo lograr mayor durabilidad incluyendo la calidad del hormigón, el uso de recubrimientos de hormigón, la distribución y el tamaño de las armaduras, los detalles de armado y los anchos de fisura [7].

La documentación técnica deberá indicar los requisitos especiales que pudieran ser necesarios para proveer durabilidad. Se deberán identificar las porciones de la estructura en las cuales: [7]

- Se requiere hormigón con incorporación de aire [7].
- Se requieren armaduras galvanizadas o recubiertas con resina [7].
- Se requieren aditivos especiales para los hormigones [7].
- Se requieren procedimientos de curado especiales [7].

El principal objetivo de estas especificaciones en relación con la durabilidad es: prevenir la corrosión del acero de las armaduras. La normativa AASHTO contiene requisitos sobre incorporación de aire en el hormigón y algunos procedimientos constructivos especiales para el hormigón expuesto a aguas salobres o sulfatas. En caso de que las condiciones locales sean inusuales, la documentación técnica debería aumentar los requisitos para proveer durabilidad [7].

Los factores críticos que contribuyen a la durabilidad de las estructuras de hormigón son:[7]

- El adecuado recubrimiento de hormigón sobre las armaduras.[7]
- El uso de combinaciones cemento-agregados no reactivas.[7]
- Una buena compactación del hormigón.[7]

- Un adecuado contenido de cemento.[7]
- Una baja relación agua-cemento.[7]
- Un buen curado, preferentemente con agua.[7]

1. Protección de los tendones de pretensado

Los ductos para los tendones de postensados internos, diseñadas para proveer resistencia por adherencia, se deberán llenar con mortero luego del tesado. Los demás tendones se deberán proteger permanentemente contra la corrosión, y los detalles de la protección se deberán indicar en la documentación técnica [7].

A lo largo del tiempo se ha logrado proteger exitosamente los tendones externos ubicados en tubos metálicos o de polietileno utilizando mortero de cemento. También se ha logrado una protección exitosa utilizando grasas densas u otros medios anticorrosivos en casos en los cuales se prevé un futuro reemplazo [7].

Para la elaboración de la investigación se hizo uso de la normativa AASHTO LRFD 2017, la cual es posible utilizarla en Guatemala debido a la mención que realiza la normativa AGIES NSE 5.2 2018, en donde indica que para el diseño de cualquier puente se puede basar en la normativa americana.

Para realizar los cálculos respectivos que solicita por la AASHTO, se utilizó el sistema constructivo de voladizos sucesivos construido por segmentos, esto debido a que la longitud del accidente topográfico que se debe sobrepasar es de 125 metros de longitud, para evitar poner pilas al centro por tener una cuenca con crecientes excesivas cuando llueve de forma extraordinaria en la región.

Para realizar la construcción por medio de este método, se requiere utilizar un carro de avance el cual realiza dovelas con longitudes de 5 metros cada una, estas longitudes se basan a lo descrito en la imagen 22, debido a que son elementos prefabricados, se debe de utilizar lo descrito por la empresa que lo fabrica, y por tener dos tramos de luces de 62.5 metros. El carro de avance más conveniente para realizar la construcción es el de 5 metros para tener 24 tramos para un total de 120 metros y un tramo compartido de 5 metros para tener un total de 125 metros de largo.

El diseño de la viga cajón cumple con los requerimientos de la AASHTO, estos mismos son parámetros mínimos que requiere el código para que la superestructura puede entrar a funcionamiento, tomando en cuenta los principales criterios.

■ Propiedades geométricas

Para obtener las propiedades geométricas de las secciones que serán utilizadas en la superestructura, se utilizó la sección de una viga cajón de una sola celda; debido a que son las que más se utilizan y su eficiencia a nivel construcción es muy buena. Siempre teniendo en cuenta los componentes que conforman a la viga, como lo son la losa superior, losa inferior y las almas.

Las propiedades geométricas de una viga cajón consta de lo que son:

- Área (m^2)
- Inercia (m^4)
- Módulo de sección superior (m^3)
- Módulo de sección inferior (m^3)
- Centroide superior (m)
- Centroide inferior (m)

Se realizaron cálculos de propiedades geométricas a cada metro de longitud de la superestructura, esto derivado de la función matemática que definía la trayectoria parabólica del puente, se utiliza este tipo de trayectoria debido a que es un sistema construido por segmentos. Para poder reducir el peso que se genera cada vez que se va avanzando de forma longitudinal, se requiere tener una ecuación parabólica para poder obtener esa reducción de sección y con ello la reducción de peso.

La función matemática para describir la trayectoria de una parábola es:

$$y(x) = a(x - z)^2 + b \quad (28)$$

Donde:

$y(x)$: Altura inicial de la sección cajón.

a : Factor de forma de la parábola.

x : Distancia a analizar.

z : Longitud total a analizar.

b : Altura final de la sección cajón.

Con esta trayectoria se encuentra la altura necesaria de cada una de las secciones que forman el puente para poder cumplir con la parábola a la longitud total que es de 125 metros.

■ Cálculo de momentos y cortantes durante construcción

Luego de obtener las propiedades a cada metro de la viga cajón, se determinan los momentos y cortantes ocasionados por el peso propio, carga uniformemente distribuida debido a operaciones sobre la viga y la carga generada por el carro de avance.

Tomando en cuenta que nuestra superestructura es simétrica, por lo que se analizó a $L/2$ los momentos y cortantes, teniendo en cuenta que durante construcción por segmentos se tienen una viga.

■ Predimensionamiento de apoyos para evitar momentos de volteo de la superestructura

Los apoyos de la superestructura son una extensión de la sección de la viga cajón que se encuentra al inicio de la misma, las vigas en los apoyos poseen un suelo de relleno selecto dentro de la sección, esto para reducir la longitud necesaria del apoyo para contra restar el momento generado a $L/2$, esto tomando en cuenta un factor de 1.5 contra el volteo que hace que mi longitud necesaria crezca pero que otorga un factor de seguridad que ha sido estudiado por la AAHSTO.

■ Deflexión durante construcción

Según los criterios de deflexión otorgados de la AASHTO, la deflexión máxima admitida para la etapa de construcción de la estructura se basa en la relación $L/300$. Todas las deflexiones causadas ya sea por carga durante construcción, carro de avance o peso propio deben de ser menores a este valor para cumplir con el requisito de deflexión. Para calcular estas mismas, se debe de analizar la viga cajón como una viga en voladizo, ya que es de esta manera que se esta tratando la viga durante construcción.

■ Fuerza inicial de presfuerzo y arreglos de presfuerzo

Al encontrar los momentos que se generan en cada una de las secciones, se utilizaron secciones de 5 metros en 5 metros para el diseño del acero de presfuerzo requerido durante construcción para la superestructura. Se dividió de esta manera, debido a que el carro de avance seleccionado para la construcción fue de 5 metros, obteniendo así 12 secciones completas de ambos lados más media sección por cada uno de los costados, esto para poder una longitud total de 125 metros.

Teniendo en cuenta que la norma indica que el acero de presfuerzo no se puede tensar a más del 75 por ciento, se cálculo la fuerza inicial de presfuerzo, bajo el teorema de Flexo-Compresión, teniendo en cuenta los factores que se deben de tomar en cuenta tanto a compresión y a tensión sobre el concreto al momento de la transferencia de los elementos.

Considerando la combinación de servicio III indicada en la Figura 27 y asumiendo una excentricidad desde el centroide de la sección al patín superior que es el que controla las

tensiones durante construcción, se puede obtener el número de torones requeridos cada 5 metros.

Dados los números de torones requeridos, y en base a los arreglos predeterminados otorgados por el sistema Freyssinet, se busca el arreglo que más convenga para cumplir con los torones requeridos en la superestructura, revisando que el esfuerzo de tensión generado arriba del eje neutro, durante el momento de transferencia cumpla con los requisitos dados por la AASHTO.

■ **Diseño a corte durante construcción**

Para finalizar el diseño de la superestructura durante construcción, para ello se utilizó los cortantes generados en el apoyo, debido que en este lugar es donde se generan los cortantes máximos, siguiendo los parámetros de diseño que otorga la AASHTO.

Para verificar que la sección requiere que se agregue acero transversal para evitar la falla a corte, se calcula el corte que resiste el concreto en la sección transversal, si este valor no supera el límite permisible el concreto es capaz de resistir todo el corte inducido en la sección, si ocurre lo contrario se debe de realizar la verificación proponiendo una acero transversal con espaciamiento incluido, verificando que se cumpla con el acero mínimo y con el espaciamiento máximo permisible por la AASHTO, tomando en cuenta las combinaciones de carga que se deben de utilizar, que se muestran en la Figura No. 27.

■ **Momentos y cortantes en servicio**

Al concluir la construcción de los segmentos que conforman el puente y con la ayuda del software Risa 2D, se pudieron obtener los momentos y cortantes cuando la estructura ya se encuentra unida. Estos momentos y cortantes dependen de las cargas de: Peso propio, carga uniformemente distribuida debida a construcción y el modelo de camión dado por la Dirección General de Caminos denominado T3-S2-R4, debido a que en Guatemala los puentes deben de cumplir con esta modelo de carga viva.

■ **Deflexión final**

Con la utilización del software Risa 2D, obteniendo las deformaciones causadas por las cargas de: Peso propio, carga distribuida durante construcción y el T3-S2-R4, no se puede exceder de una deformación de la relación $L/800$. Esto tomando la envolvente de las tres cargas que se están tomando en consideración para el cálculo de deflexiones.

■ **Presfuerzo final**

Al igual que el presfuerzo inicial durante construcción, el presfuerzo final que requiere la estructura se calcula por medio del teorema de flexo-compresión, teniendo los momentos generados por las cargas actuantes en la estructura y las propiedades geométricas se puede

utilizar el teorema, asumiendo una excentricidad desde el centroide hasta el patín inferior donde se encontraran ubicados los ductos con las torones de presfuerzo, se verifica que los esfuerzos tanto de tensión como de compresión no excedan los límites permisibles por la norma.

Asimismo, con la experiencia de profesionales en el ámbito de sistemas postensados para vigas que se utilizarán en una superestructura vehicular, se sugiere tener un rango de pérdidas entre el 15 al 25 por ciento, estos valores son en base de los proyectos que los profesionales han realizado y se puede asumir un valor entre este rango de pérdidas para calcular la fuerza de presfuerzo final de los torones.

■ **Verificación de corte utilizado durante construcción**

En este paso, se verifica que el acero transversal propuesto en la etapa de construcción, cumpla con el corte último en la sección transversal, ya que al volverse un sistema hiperestático, los cortantes generados sobre la estructura varían y se deben de revisar al igual que durante construcción.

CAPÍTULO VII

Análisis de resultados

En los capítulos anteriores se ha demostrado la manera por la cual se puede proceder al diseño y cálculo de un puente de voladizos sucesivos de una longitud de 125 metros, la cual se diseñaran sus propiedades geométricas de dovela por cada metro de distancia. También se calculará el acero de presfuerzo para que el puente sea un sistema postensado, verificando las deflexiones que puedan ocurrir dependiendo las cargas actuantes del puente, ya sea en la etapa constructiva o en la etapa de servicio.

Para ello, se utilizarán datos generales que servirán para realizar los cálculos que se requieran para cumplir con cada uno de los parámetros antes mencionados.

Datos generales		
Longitud del puente	125	m
Peso específico del concreto	2,400	kg/m ³
Resistencia del concreto de viga sección cajón	420	kg/cm ²
Resistencia del acero grado 270	18,970	kg/cm ²
Peso de carro de avance	165,000	kg
Carga distribuida durante construcción	3,000	kg/m
Peso específico de suelo de relleno "Suelo selecto"	1,750	kg/m ³
Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo	2.01E+10	kgf/m ²
Módulo de elasticidad del concreto	3.10E+09	kgf/m ²

Cuadro 5: Datos generales

A. Predimensionamiento de sección cajón

Según la ASBI (American Segmental Bridge Institute), que son catálogos donde se dimensionan ciertas vigas sección cajón para longitudes específicas, se seleccionaron las dimensiones de las partes que conforman una viga de este tipo, esto se puede observar en Cuadro 6.

Predimensionamiento sección cajón		
Ancho total (Width)	10	m
Altura inicial (Depth)	8.4	m
Viga exterior (L3)	0.928	m
Espesor de losa y viga		
Espesor de losa superior (t1)	0.225	m
Espesor de losa inferior (t2)	0.225	m
Espesor de viga exterior (t3)	0.458	m
Datos de dimensión horizontal de filete		
Dimensión horizontal (f1)	2.022	m
Dimensión horizontal (f2)	1.5	m
Dimensión horizontal (f3)	0.9	m
Datos de dimensión vertical de filete		
Dimensión vertical (f1)	0.255	m
Dimensión vertical (f2)	0.255	m
Dimensión vertical (f3)	0.225	m

Cuadro 6: Predimensionamiento de viga sección cajón

Para saber la altura inicial de la viga, se utilizan relaciones que se basan en la altura del puente, esto se puede observar en el Cuadro 7 y la Figura. 58. Para verificar que estas relaciones cumplan, se realizó una investigación sobre superestructuras de longitudes similares con su altura de viga, tanto en el apoyo como en el centro de la misma, ésta investigación se llevó a cabo a base del nombre "Balanced Cantiliver Bridges", como es conocido a nivel mundial este tipo de estructuras.

Relación de alturas			
Altura de viga en apoyo "H1"		Altura de viga en centro "H2"	
L/15 (m)	L/18 (m)	L/30 (m)	L/35 (m)
8.33	6.94	4.17	3.57

Cuadro 7: Relación de alturas



Figura 58: Relación de altura de vigas
[38]

Con la altura inicial de nuestra viga, se realizó el comportamiento de que describe la trayectoria de nuestro sistema, el cual está a base de una trayectoria parabólica, esta función indica la altura que debe de tener la viga cajón en cada uno de sus tramos para completar la longitud total que es de 125 metros.

Función que determina la trayectoria	$y(x)=a(x-z)^2+b$
Donde:	
y(x): (Altura inicial)	8.4
a: (Factor de forma de la parábola)	0.001
x: (Distancia a medir)	0
z: (Distancia total)	62.5
b: (Altura final)	3.6

Cuadro 8: Trayectoria parabólica de la superestructura

Al obtener el comportamiento con el cual nuestro puente es capaz de reducir su peso mientras va acercándose a $L/2$, es importante recordar que el procedimiento constructivo requiere que se hagan trayectos simultáneos desde cada apoyo para que al centro de la luz se unifiquen las dos estructuras y así volverlas un sistema hiperestésico, ya que se encuentra empotrado de ambos lados la estructura. Es por ello que es necesaria esta forma parabólica, para reducir los momentos generados en el apoyo mientras se avanza en la construcción del mismo.

Cada tramo construido por el carro de avance se hará de 5 metros en 5 metros, dado que el carro de avance elegido para la construcción fue el CVS 165/5, indicado en la Figura 22. Se eligió este tipo de carro debido a que nuestra estructura posee 125 metros de longitud, la cual es múltiplo de 5 para llegar a tener 25 tramos del tamaño del carro antes mencionado y así volver el proceso constructivo un poco menos complejo con lo que se refiere a las longitudes de las dovelas.

B. Cálculo de momentos y cortantes de cargas durante construcción

Para el diseño de cada una de las dovelas, es importante obtener los momentos y cortantes causados por las cargas actuantes en la superestructura que son:

- **Peso propio de la estructura.**

Esta carga depende de cada uno de los elementos que conforman la superestructura, es decir, las dovelas que fueron analizadas a cada metro a lo largo del puente hasta llegar a $L/2$ dado que el puente es simétrico. Dado que la carga depende de la trayectoria de la superestructura, se analizó como una carga uniformemente distribuida, más una carga triangular sobre la misma, esto se puede observar en la Figura 59.



Figura 59: Análisis de peso propio en voladizo

Los momentos y cortantes fueron obtenidos por el software Risa 2D en versión DEMO, herramienta para uso estructural; que su principal función es obtener momentos, cortantes y deflexiones de estructuras a analizar.

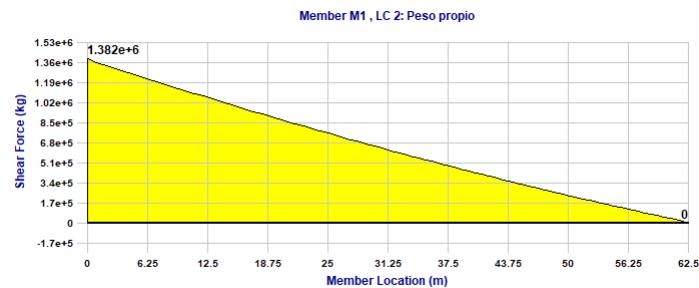


Figura 60: Cortantes generados por peso propio en tramo en voladizo

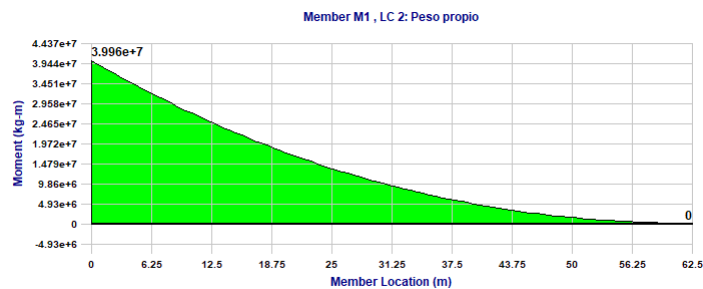


Figura 61: Momentos generados por peso propio en tramo en voladizo

- Carro de avance CVS 165/5

La carga ocasionada por el carro de avance es una de las cargas a analizar durante la construcción, esta carga es una de forma puntual ubicada en la dovela de análisis que se requiera, siendo la dovela más crítica la encontrada a $L/2$ antes de que el puente se llegue a convertir de isostático a hiperestático. Es por ello que en el software Risa 2D se analizó la carga en $L/2$ como se muestra en la Figura 22.



Figura 62: Análisis de carro de avance a $L/2$

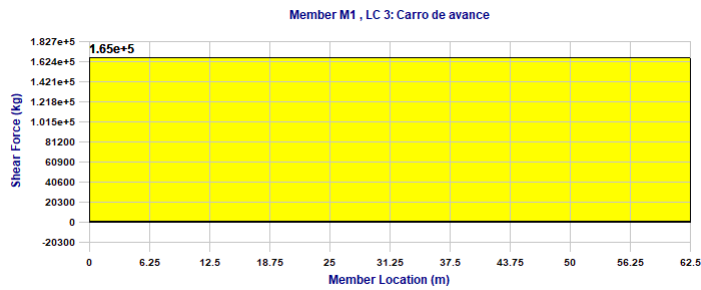


Figura 63: Cortantes generados por carro de avance

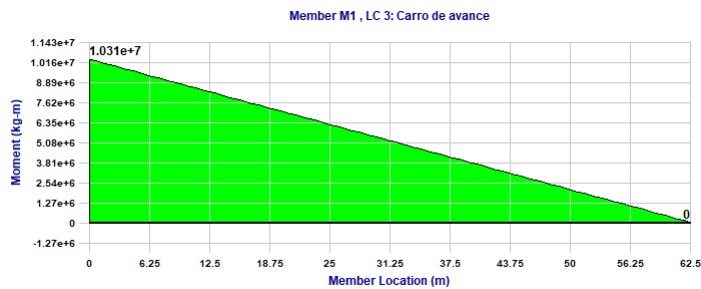


Figura 64: Momentos generados por carro de avance

- Carga uniformemente distribuida debido a trabajos de construcción realizados sobre la estructura

Esta es una carga es considerada como viva y fue asumida sobre la estructura, la cual tiene el valor descrito en el Cuadro 5. Es debida al personal que se encontrará trabajando sobre las dovelas mientras se está construyendo el puente. Los momentos y cortantes debidos a esta carga al igual que las antes mencionadas se obtuvieron por medio de Risa 2D, como se muestra en la Figura 65.

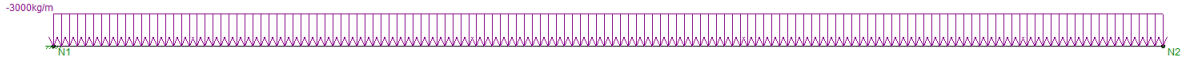


Figura 65: Análisis de carga distribuida durante construcción

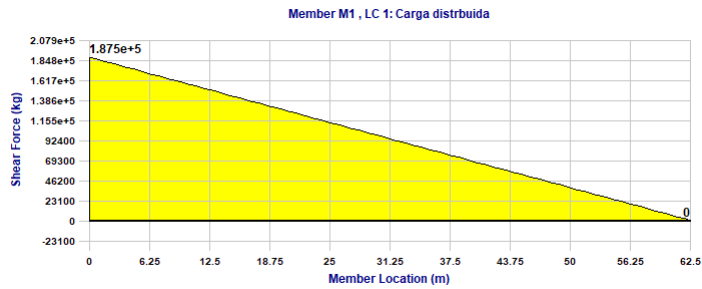


Figura 66: Cortante debido a carga distribuida durante construcción

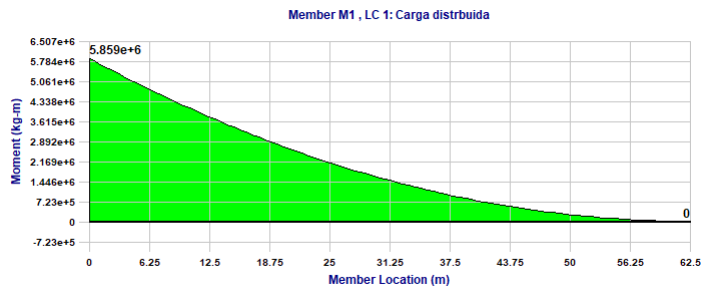


Figura 67: Momentos debido a carga distribuida durante construcción

Gracias a los resultados obtenidos por el software Risa 2D, se puede realizar un resumen de las dovelas que serán construidas a cada 5 metros para realizar los pasos de la fuerza inicial de presfuerzo requerida por la superestructura.

C. Propiedades de secciones transversales de dovelas

1. Dovela en el apoyo

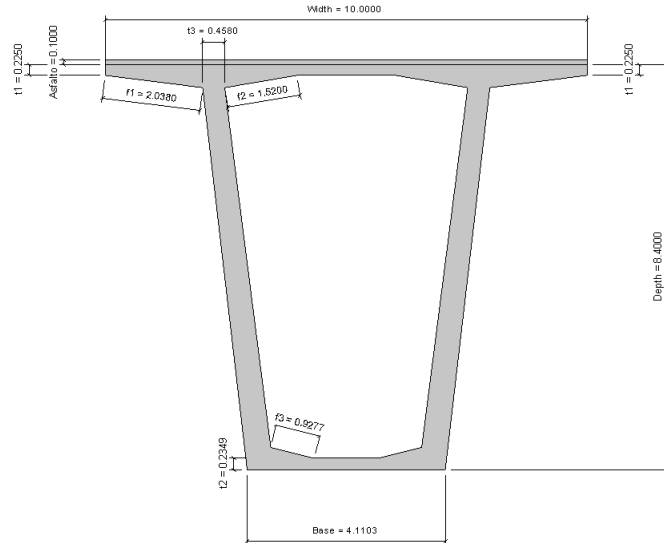


Figura 68: Sección transversal dovela en el apoyo



Figura 69: Vista 3D de dovela en el apoyo

Sección transversal de dovela en el apoyo					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
11.55	504.24	144.06	102.91	4.90	3.50
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
5.28E+07	8.45E+05	1.03E+07	165,000	5.86E+06	1.88E+04

Cuadro 9: Propiedades de sección transversal de dovela en el apoyo

2. Dovela a 5 metros de apoyo

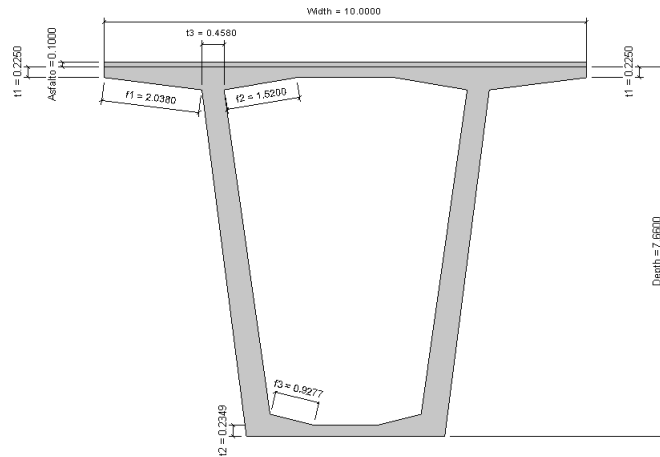


Figura 70: Sección transversal dovela a 5 metros

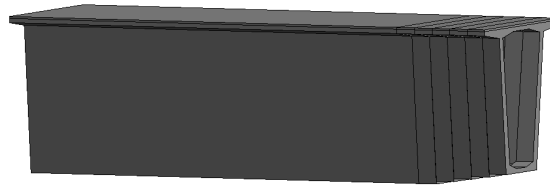


Figura 71: Vista 3D de dovela a 5 metros

Sección transversal de dovela a 5 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
10.87	399.05	126.40	88.56	4.51	3.16
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
4.31E+07	750,220	9.49E+06	165,000	4.96E+06	1.73E+04

Cuadro 10: Propiedades de sección transversal de dovela a 5 metros del apoyo

3. Dovela a 10 metros de apoyo

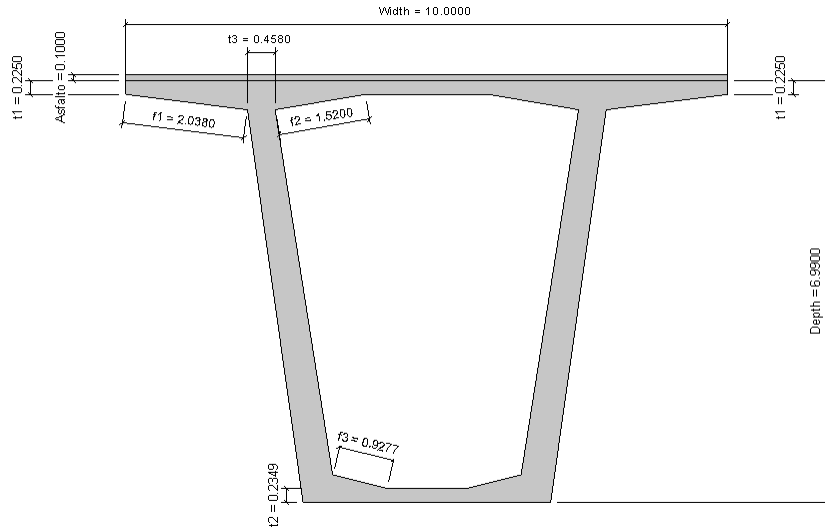


Figura 72: Sección transversal dovela a 10 metros

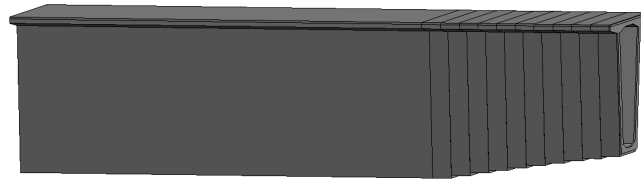


Figura 73: Vista 3D de dovela a 10 metros

Sección transversal de dovela a 10 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
10.25	316.21	111.14	76.35	4.14	2.85
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
3.39E+07	6.46E+05	8.66E+06	165,000	4.13E+07	1.58E+04

Cuadro 11: Propiedades de sección transversal de dovela a 10 metros del apoyo

4. Dovela a 15 metros de apoyo

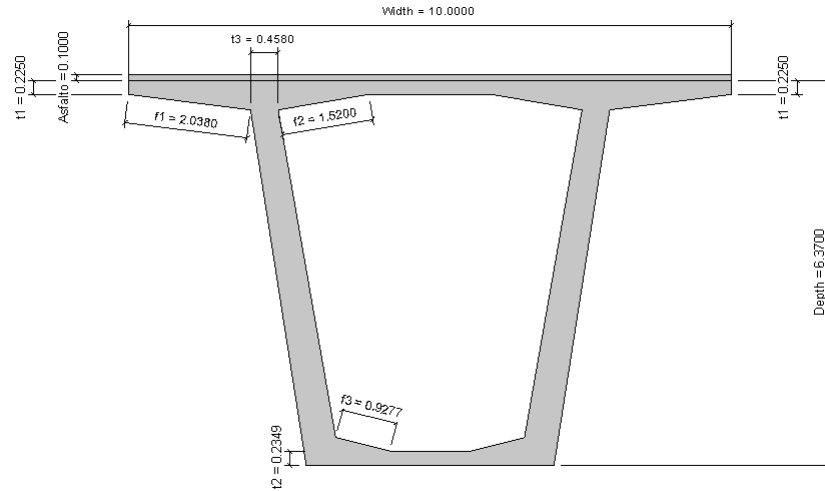


Figura 74: Sección transversal dovela a 15 metros

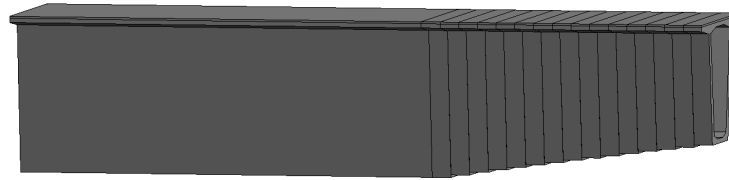


Figura 75: Vista 3D de dovela a 15 metros

Sección transversal de dovela a 15 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
9.69	251.39	98.02	66.02	3.81	2.56
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
2.62E+07	5.52E+05	7.84E+06	165,000	3.38E+06	1.43E+04

Cuadro 12: Propiedades de sección transversal de dovela a 15 metros del apoyo

5. Dovela a 20 metros de apoyo

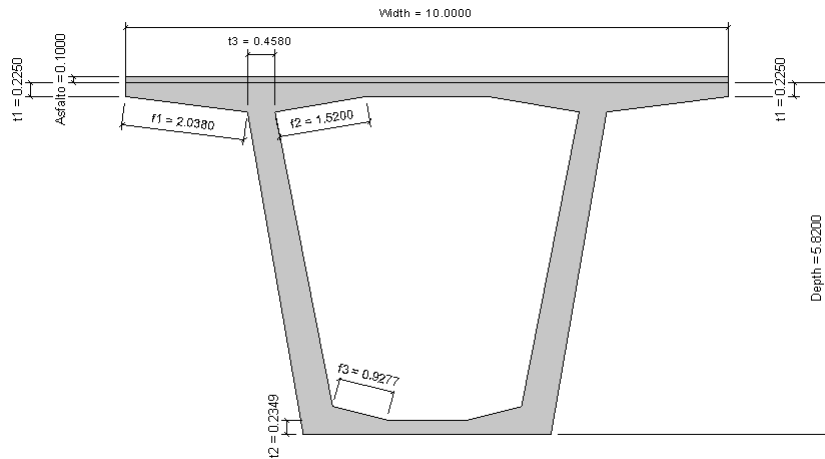


Figura 76: Sección transversal dovela a 20 metros

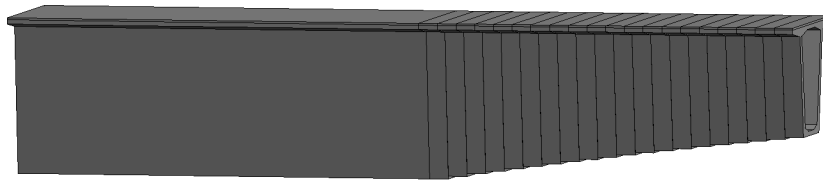


Figura 77: Vista 3D de dovela a 20 metros

Sección transversal de dovela a 20 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
9.18	201.00	86.82	57.36	3.50	2.32
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
1.99E+07	4.68E+05	7.01E+06	165,000	2.71E+06	1.28E+04

Cuadro 13: Propiedades de sección transversal de dovela a 20 metros del apoyo

6. Dovela a 25 metros de apoyo

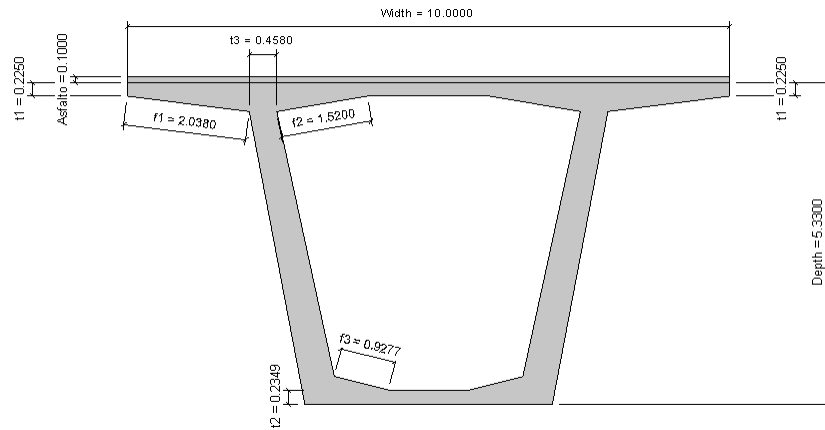


Figura 78: Sección transversal dovela a 25 metros

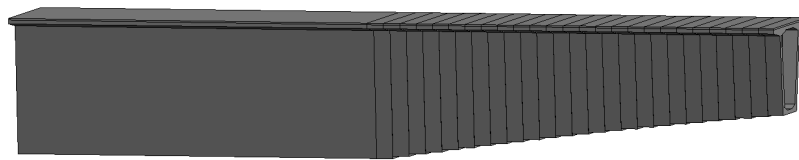


Figura 79: Vista 3D de dovela a 25 metros

Sección transversal de dovela a 25 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
8.73	162.11	77.35	50.16	3.23	2.10
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
1.99E+07	3.93E+05	7.01E+06	165,000	2.71E+06	1.13E+04

Cuadro 14: Propiedades de sección transversal de dovela a 25 metros del apoyo

7. Dovela a 30 metros de apoyo

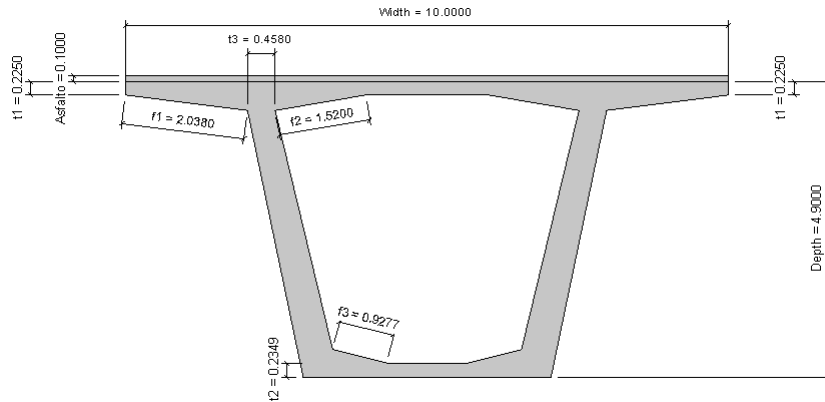


Figura 80: Sección transversal dovela a 30 metros

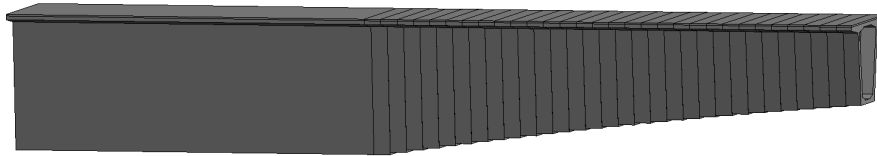


Figura 81: Vista 3D de dovela a 30 metros

Sección transversal de dovela a 30 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
8.34	132.35	69.43	44.24	2.99	1.91
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
1.06E+07	3.25E+05	5.36E+07	165,000	1.58E+06	9.75E+03

Cuadro 15: Propiedades de sección transversal de dovela a 30 metros del apoyo

8. Dovela a 35 metros de apoyo

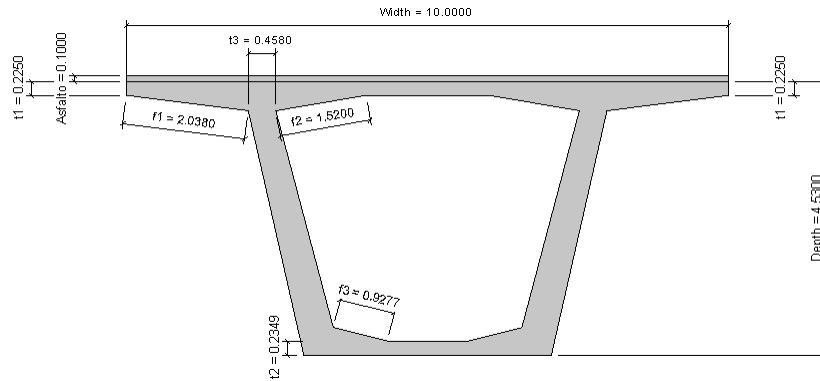


Figura 82: Sección transversal dovela a 35 metros

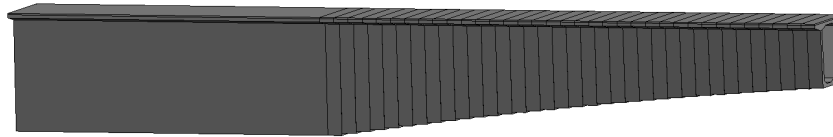


Figura 83: Vista 3D de dovela a 35 metros

Sección transversal de dovela a 35 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
8.00	109.82	62.90	39.46	2.78	1.75
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
7.26E+06	2.64E+05	4.54E+07	165,000	1.13E+06	8.25E+03

Cuadro 16: Propiedades de sección transversal de dovela a 35 metros del apoyo

9. Dovela a 40 metros de apoyo

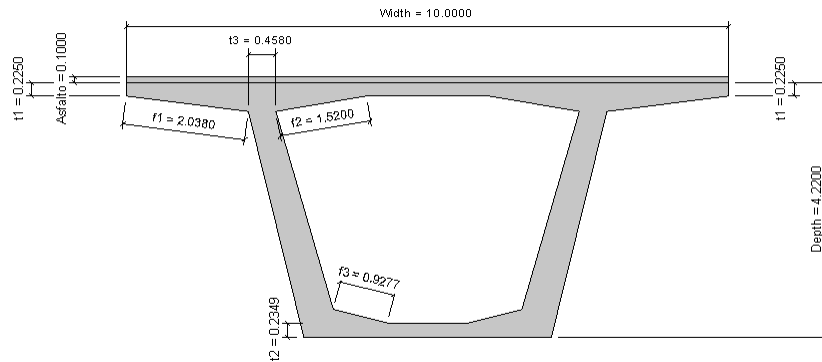


Figura 84: Sección transversal dovela a 40 metros



Figura 85: Vista 3D de dovela a 40 metros

Sección transversal de dovela a 40 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
7.72	93.04	57.65	35.67	2.61	1.61
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
4.69E+06	2.08E+05	3.71E+06	165,000	7.59E+05	6.75E+03

Cuadro 17: Propiedades de sección transversal de dovela a 40 metros del apoyo

10. Dovela a 45 metros de apoyo

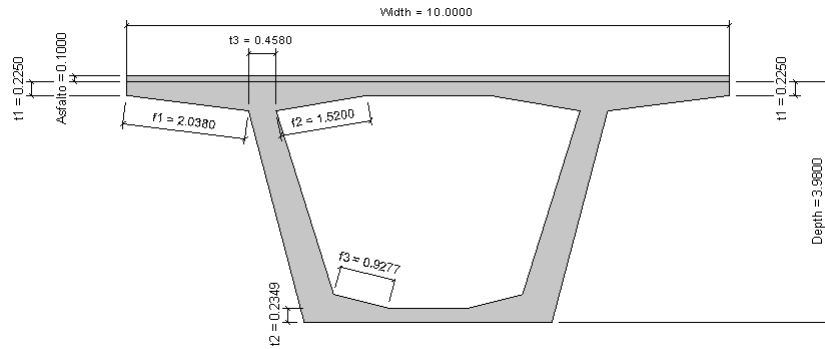


Figura 86: Sección transversal dovela a 45 metros



Figura 87: Vista 3D de dovela a 45 metros

Sección transversal de dovela a 45 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
7.50	80.85	53.57	32.77	2.47	1.51
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
2.75E+06	1.57E+05	2.89E+06	165,000	4.59E+05	5.25E+03

Cuadro 18: Propiedades de sección transversal de dovela a 45 metros del apoyo

11. Dovela a 50 metros de apoyo

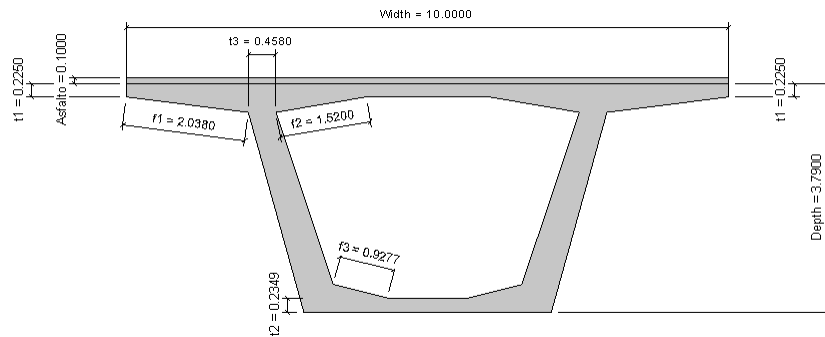


Figura 88: Sección transversal dovela a 50 metros



Figura 89: Vista 3D de dovela a 50 metros

Sección transversal de dovela a 50 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
7.33	72.41	50.58	30.68	2.36	1.43
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
1.37E+06	1.10E+05	2.06E+06	165,000	2.34E+05	3.75E+03

Cuadro 19: Propiedades de sección transversal de dovela a 50 metros del apoyo

12. Dovela a 55 metros de apoyo

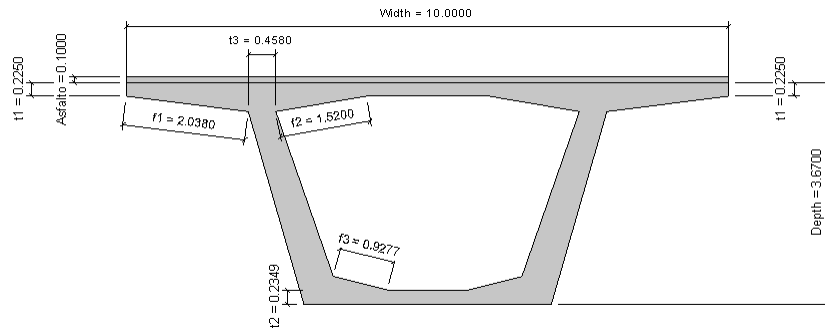


Figura 90: Sección transversal dovela a 55 metros



Figura 91: Vista 3D de dovela a 55 metros

Sección transversal de dovela a 55 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
7.21	67.10	48.62	29.32	2.29	1.38
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
4.87E+05	6.49E+04	1.24E+06	165,000	8.44E+04	2.25E+03

Cuadro 20: Propiedades de sección transversal de dovela a 55 metros del apoyo

13. Dovela a 60 metros de apoyo

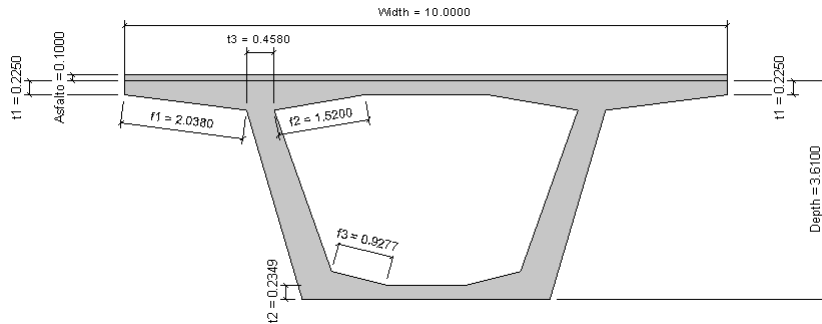


Figura 92: Sección transversal dovela a 60 metros



Figura 93: Vista 3D de dovela a 60 metros

Sección transversal de dovela a 60 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
7.16	64.54	47.65	28.65	2.25	1.35
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
5.37E+04	2.15E+04	4.13E+05	165,000	9.38E+03	7.50E+02

Cuadro 21: Propiedades de sección transversal de dovela a 60 metros del apoyo

14. Dovela a 62.5 metros de apoyo

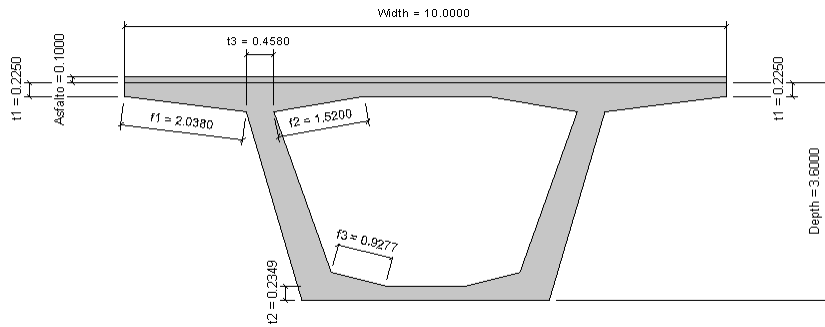


Figura 94: Sección transversal dovela a 62.5 metros



Figura 95: Vista 3D de dovela a 62.5 metros

Sección transversal de dovela a 62.5 metros					
Propiedades geométricas					
Sección simple					
Área (m ²)	Inercia (m ⁴)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)
7.15	64.23	47.53	28.56	2.25	1.35
Momentos y cortantes en la sección para cálculo de presfuerzo					
Peso propio		Carro de avance		Carga distribuida durante construcción	
Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)	Momento (kgf*m)	Cortante (kgf)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cuadro 22: Propiedades de sección transversal de dovela a 62.5 metros del apoyo

D. Deflexiones durante construcción

Los criterios de deflexión otorgados por la AASHTO para una carga sobre voladizos debe de cumplir con la deflexión máxima admisible que es de $L/300$, para ello se analizó cada uno de los casos de carga ya descritos anteriormente para obtener la deflexión causada por cada uno y la envolvente de los mismos.

▪ Deflexión por peso propio

La ecuación que describe el comportamiento de la deflexión causada por peso propio en nuestra superestructura es:

$$\delta = \frac{q * L^4}{30 * E * I} \quad (29)$$

$$\delta = \frac{q * L^4}{8 * E * I} \quad (30)$$

Evaluando a la deflexión de la estructura cada 5 metros desde el apoyo hasta $L/2$, se obtuvieron los resultados que se muestran en el Cuadro 23, verificando que cada de una de las deflexiones obtenidas cumplan con la deflexión máxima otorgada por la AASHTO.

Deflexión causada por peso propio			
Longitud (m)	Peso propio (kg*m)	Deflexión (m)	Verificación
0.00	27,050.90	0.00	OK
5.00	26,094.60	0.00	OK
10.00	24,608.80	0.00	OK
15.00	23,258.10	0.00	OK
20.00	22,042.50	0.00	OK
25.00	20,962.00	0.00	OK
30.00	20,016.50	0.00	OK
35.00	19,206.10	0.00	OK
40.00	18,530.70	0.01	OK
45.00	17,990.40	0.02	OK
50.00	17,585.20	0.03	OK
55.00	17,315.10	0.04	OK
60.00	17,180.00	0.06	OK
62.50	17,163.10	0.07	OK

Cuadro 23: Deflexión causada por peso propio durante construcción

▪ **Deflexión por carga distribuida**

La ecuación que describe el comportamiento de la deflexión causada por la carga uniformemente distribuida en nuestra superestructura es:

$$\delta = \frac{q * L^4}{30 * E * I} \quad (31)$$

Evaluando la deflexión de la estructura a las mismas distancias del peso propio, se obtuvieron los resultados que se muestran en el Cuadro 24, tomando en cuenta que las deflexiones obtenidas no sobrepasen la deflexión máxima admisible.

Deflexión causada por carga distribuida		
Longitud (m)	Deflexión (m)	Verificación
0.000	0.000	OK
5.000	0.000	OK
10.000	0.000	OK
15.000	0.000	OK
20.000	0.000	OK
25.000	0.000	OK
30.000	0.000	OK
35.000	0.000	OK
40.000	0.001	OK
45.000	0.002	OK
50.000	0.003	OK
55.000	0.004	OK
60.000	0.006	OK
62.500	0.008	OK

Cuadro 24: Deflexión causada por carga distribuida durante construcción

▪ **Deflexión por carro de avance**

La ecuación que describe el comportamiento de la deflexión causada por la carga puntual del carro de avance en nuestra superestructura es:

$$\delta = \frac{P * L^3}{3 * E * I} \quad (32)$$

Evaluando a la deflexión de la estructura a las mismas distancias del peso propio y las cargas distribuidas, se obtuvieron los resultados que se muestran en el Cuadro 25, tomando en cuenta que las deflexiones obtenidas no sobrepasen la deflexión máxima admisible.

Deflexión causada por carro de avance			
Longitud (m)	Carga puntual (kg)	Deflexión (m)	Verificación
0.000	165,000.000	0.000	OK
5.000	165,000.000	0.000	OK
10.000	165,000.000	0.000	OK
15.000	165,000.000	0.000	OK
20.000	165,000.000	0.001	OK
25.000	165,000.000	0.002	OK
30.000	165,000.000	0.004	OK
35.000	165,000.000	0.007	OK
40.000	165,000.000	0.012	OK
45.000	165,000.000	0.020	OK
50.000	165,000.000	0.031	OK
55.000	165,000.000	0.044	OK
60.000	165,000.000	0.059	OK
62.500	165,000.000	0.067	OK

Cuadro 25: Deflexión causada por carro de avance

■ **Deflexión total**

La deflexión total que se tiene durante la estructura se encuentre en construcción se encuentra descrita en el Cuadro 26. Todas las dovelas cumplen con la deflexión máxima admisible que solicita la AASHTO, esto se debe a las inercias de las secciones utilizadas para que se conforme la superestructura, además que el concreto utilizado otorga aún más una resistencia extra a la deflexión. Por lo que al momento de la construcción de la superestructura es de 0.144 metros y el máximo admisible es de 0.21 metros, por lo tanto la superestructura no se sobrepasará de las deflexiones admisibles.

Deflexión máxima			
Longitud (m)	Deflexión (m)	Deflexión máxima admisible "L/300"(m)	Verificación
0.000	0.0000	0.208	OK
5.000	0.0000	0.208	OK
10.000	0.0001	0.208	OK
15.000	0.0003	0.208	OK
20.000	0.0010	0.208	OK
25.000	0.0026	0.208	OK
30.000	0.0059	0.208	OK
35.000	0.0118	0.208	OK
40.000	0.0217	0.208	OK
45.000	0.0371	0.208	OK
50.000	0.0592	0.208	OK
55.000	0.0885	0.208	OK
60.000	0.1244	0.208	OK
62.500	0.1443	0.208	OK

Cuadro 26: Deflexión total en la superestructura durante construcción

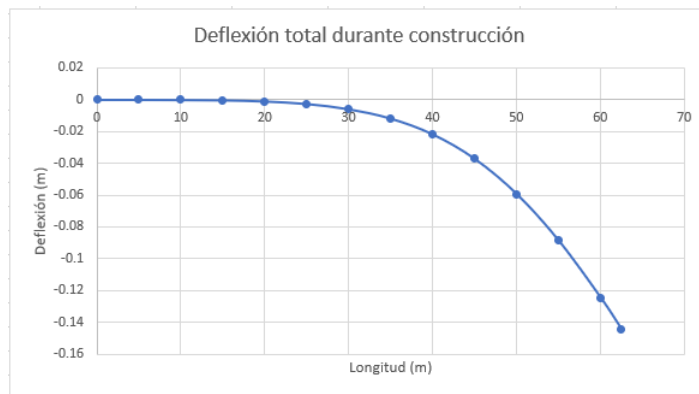


Figura 96: Deflexión total durante construcción

E. Predimensionamiento de apoyos

Para evitar que en nuestra superestructura se genere volteo, los apoyos de la misma como una prolongación de la primera sección de la viga cajón utilizada, a diferencia de ésta, la viga cajón que será prolongada, se rellenará de un suelo selecto con un peso específico que está designado en el Cuadro 6. La sección transversal del cajón a utilizar se muestra en la Figura 97.

Datos a utilizar	
Momento máximo	4.97E+09 kg*cm
Peso específico de suelo de relleno	1750 kg/m ³
Área de sección cajón	11.55 m ²
Área interna de sección cajón	31.88 m ²
Factor de seguridad contra volteo	1.5

Cuadro 27: Datos a utilizar para predimensionamiento de apoyos para evitar el volteo

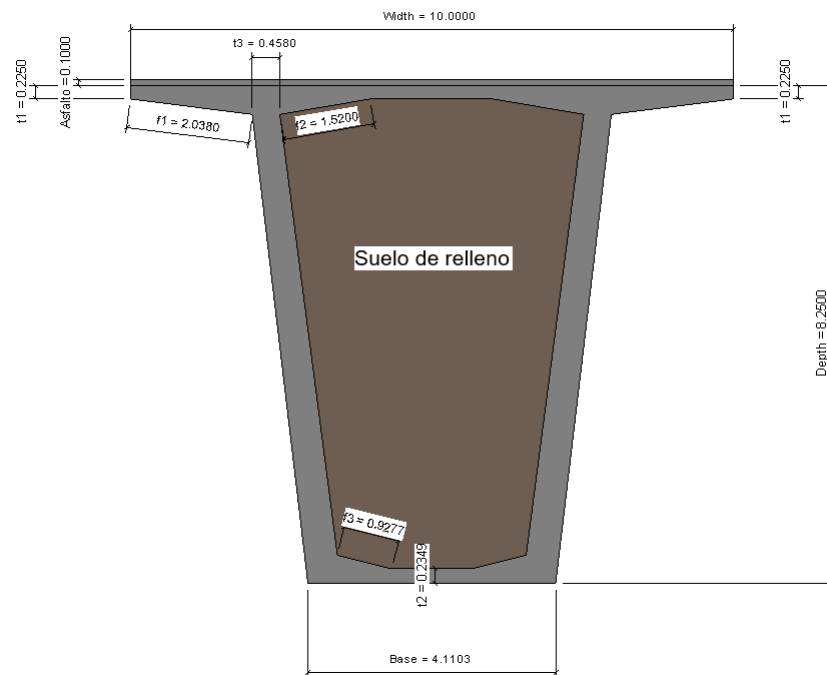


Figura 97: Sección transversal de dovela en el apoyo

Como se puede observar en el Cuadro 28, el momento que debe de ser contrarrestado por parte del apoyo es de una gran magnitud, al no utilizar el suelo de relleno dentro de la viga, el largo necesario del apoyo aumenta casi un 57 por ciento que al utilizar el suelo de relleno dentro de la viga cajón, además se le añade una factor de seguridad contra volteo el cual la AASHTO determina para estructuras que son construidas por segmentos como lo es la estructura diseñada.

Predimensionamiento						
Peso propio del cajón (kg/m)	Peso propio del suelo (kg/m)	Peso total (kg/m)	Momento de volteo (kg*cm)	Momento de volteo (kg*m)	Largo sin peso de suelo (m)	Largo necesario (m)
27,715.45	55,790	83,505.45	7,454,041,048.04	74,540,410.18	73	42

Cuadro 28: Predimensionamiento del largo necesario para evitar el volteo

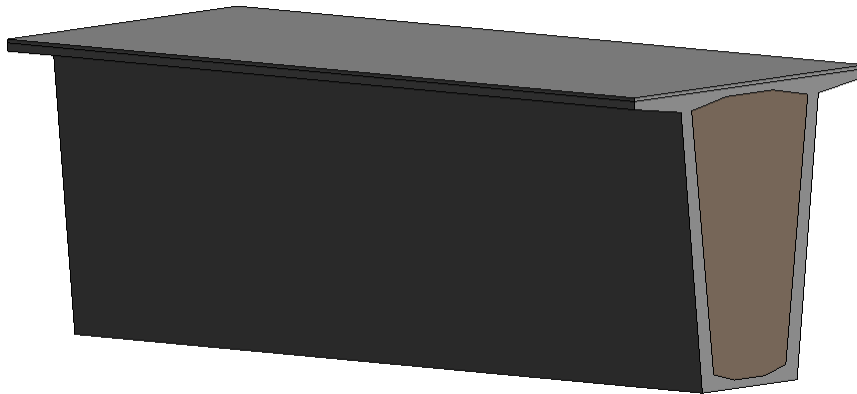


Figura 98: Vista 3D de dovela en el apoyo

F. Fuerza inicial de presfuerzo requerida

Para el diseño de las vigas sección cajón durante construcción, se requiere acero de presfuerzo para volverlas un sistema postensado mientras se están construyendo los segmentos, para el cálculo del acero que solicita la viga se utiliza el teorema de flexo-compresión respetando los límites de esfuerzos dados tanto en tensión como en compresión.

Como se observa en la Figura 52, para los cables de presfuerzo de baja relajación es permitido tensarlo a un 75 por ciento de su capacidad máxima, es decir que el esfuerzo permisible de tensión para el acero de presfuerzo es $0.75 * f_s$, esto para evitar que la sección se agriete a la hora de tensar el acero.

Para tensar el sistema postensado se esperará a que el concreto llegue a su resistencia a los 28 días de ser servido en obra, por ello se utilizó la resistencia al concreto equivalente a como se muestra en la Figura 99.

Al momento de realizar la transferencia existen parámetros que se deben de cumplir con respecto a la compresión y tensión del elemento a tensar. Para la compresión en el concreto la AASHTO permite un esfuerzo permisible del concreto al momento de la transferencia equivalente al 65 por ciento, como se ve en la ecuación 12 de este documento. Para tensión la normativa no permite esfuerzos debidos a la tensión al momento de la transferencia como se puede ver en la Figura 49, esto para evitar agrietamiento en la zona crítica mientras se construye por segmentos que es la tensión del elemento.

En Guatemala en las últimas décadas se ha comercializado el acero de presfuerzo de 0.6" de diámetro grado 270, es por ello que para el diseño de los elementos postensados se decidió utilizar este mismo para la elaboración del puente.

En la Figura 99 se muestran los datos iniciales para poder proceder al cálculo de la fuerza inicial de presfuerzo requerida durante construcción de la dovela ubicada en el apoyo, esto para ejemplificar como se realizó con todas las dovelas ubicadas a cada 5 metros.

Datos a utilizar para cálculo de fuerza inicial de presfuerzo

1. Concreto

$$f'_c := 4.20 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Resistencia del concreto a 28 días}$$

$$F_c := 0.65 \quad \text{Factor de esfuerzo permisible en el concreto al momento de la transferencia.}$$

$$\sigma := F_c \cdot f'_c = (2.73 \cdot 10^6) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Esfuerzo permisible en el concreto al momento de la transferencia} \quad \text{Ecuación No.12}$$

2. Acero de presfuerzo

$$f'_s := 1.90 \cdot 10^8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Resistencia del acero de presfuerzo grado 270}$$

$$F_s := 0.75 \quad \text{Límite de tensión para acero de presfuerzo} \quad \text{Figura No.53}$$

$$\sigma_s := F_s \cdot f'_s = (1.425 \cdot 10^8) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Esfuerzo límite de tensión en el acero de presfuerzo}$$

3. Área de torón

$$A_{\text{torón}} := 1.40 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{Torón de 0.6" de diametro}$$

4. Excentricidad asumida

Se asume que los torones se colocarán a la mitad de la losa superior.

$$e' := 0.1125 \text{ m}$$

Figura 99: Datos a utilizar para cálculo del acero de presfuerzo

Para el cálculo de la fuerza inicial de presfuerzo es necesario tener las propiedades geométricas del elemento que será analizado, esto debido a que la ecuación No. 14 se basa en las propiedades del elemento. Además de los momentos que son generados en la misma, por lo que se usó se utilizó la combinación de servicio III indicada en la Figura 27, se utilizó esta misma debido a que la norma indica que es la combinación a utilizar para elementos de concreto con adherencia de presfuerzo, esto para el control de la fisuración que pueda existir en el elemento.

Se tomó como ejemplo el cálculo de la dovela que se encuentra en el apoyo, como se observa en la Figura 100. Utilizando los límites permisibles para la norma de compresión y tensión, se obtuvo un valor de fuerza inicial de presfuerzo para la fibra tanto superior como inferior de nuestro elemento. De éstas se debe de escoger la menor de ambas, esto para que nuestra sección no llegue a agrietarse e induzca al concreto a una fisuración extrema.

Cálculo de fuerza inicial de presfuerzo para dovela en el apoyo a longitud 0 metros

A. Propiedades geométricas

$A := 11.5 \text{ m}^2$ Área de la sección.
 $I := 504.24 \text{ m}^4$ Inercia de la sección.
 $C_s := 3.5 \text{ m}$ Centroide superior.
 $C_i := 4.9 \text{ m}$ Centroide inferior.

B. Momentos generados por carga muertas y cargas vivas

$M_{dead} := 3.84 \cdot 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ Momento generado por peso propio.

$M_{live} := 3.21 \cdot 10^6 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ Momento generado por carga uniformemente distribuida por construcción y por carro de avance.

C. Fuerza en la zona tensión durante construcción "Zona superior"

$$0 = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e' \cdot C_s}{I} + \frac{M_{dead} \cdot C_s}{I} + \frac{0.8 M_{live} \cdot C_s}{I} \quad \text{Ecuación No.14}$$

$$P_{i_{superior}} := 3901380.53 \text{ kgf}$$

D. Fuerza en la zona compresión durante construcción "Zona inferior"

$$\sigma = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e' \cdot C_i}{I} + \frac{M_{dead} \cdot C_i}{I} + \frac{0.8 M_{live} \cdot C_i}{I} \quad \text{Ecuación No.14}$$

$$P_{i_{inferior}} := 36675894.58 \text{ kgf}$$

E. Fuerza presfuerzo a utilizar

$$P_i := \min(P_{i_{superior}}, P_{i_{inferior}}) = (3.901 \cdot 10^6) \text{ kgf}$$

Figura 100: Cálculo de la fuerza inicial de presfuerzo en dovela en el apoyo

Obteniendo la fuerza inicial de presfuerzo mínima entre la fibra superior e inferior, se realiza el cálculo del área requerida de presfuerzo para esa magnitud de fuerza, tomando en cuenta el porcentaje al cual se pueden realizar los esfuerzos ya antes mencionado, con esta área requerida se puede encontrar el número de torones necesarios para cumplir con esa fuerza de presfuerzo que es la relación entre el área requerida y el área del torón, este procedimiento se puede observar en la Figura 101.

Cálculo de número de torones requeridos para la fuerza inicial de presfuerzo

A. Área requerida para la fuerza inicial de presfuerzo

$$Area_{requerida} := \frac{P_i}{\sigma_s} = 0.027 \text{ m}^2 \quad \text{Área requerida para satisfacer la fuerza inicial de presfuerzo}$$

B. Número de torones requeridos para fuerza de presfuerzo

$$No. \text{ torones} := \frac{Area_{requerida}}{A_{torón}} = 195.558 \quad \text{Número de torones requeridos}$$

Figura 101: Cálculo de número de torones requeridos

Al observar como se realizó el cálculo para la dovela al inicio del apoyo, se replicó para cada una de las dovelas con un espaciamiento de 5 metros entre ellas, como se observa en el Cuadro 29.

Fuerza inicial de presfuerzo y número de torones requeridos					
Longitud (m)	Pi "superior" (kgf)	Pi inferior" (kgf)	Pi (kgf)	Área requerida (m ²)	No. torones requeridos
0	3,901,380.53	39,658,221.79	3,901,380.53	0.02742	196
5	3,728,362.95	36,675,894.58	3,728,362.95	0.02621	187
10	3,253,260.94	34,855,045.84	3,253,260.94	0.02287	163
15	2,802,307.56	33,258,582.47	2,802,307.56	0.01970	141
20	2,375,199.68	31,886,780.09	2,375,199.68	0.01669	119
25	1,972,130.35	30,738,113.60	1,972,130.35	0.01386	99
30	1,594,037.40	29,808,573.99	1,594,037.40	0.01120	80
35	1,242,885.42	29,090,998.78	1,242,885.42	0.00874	62
40	921,925.08	28,574,593.45	921,925.08	0.00648	46
45	635,828.21	28,244,892.77	635,828.21	0.00447	32
50	390,564.07	28,084,424.06	390,564.07	0.00275	20
55	192,901.32	28,074,225.26	192,901.32	0.00136	10
60	49,528.24	28,196,114.00	49,528.24	0.00035	2
62.5	0.00	28,301,762.24	0.00	0.00000	0

Cuadro 29: Fuerza inicial de presfuerzo y número de torones requeridos cada 5 metros de longitud

Teniendo ya la cantidad de torones requeridos para su construcción se procede a realizar el arreglo del acero de presfuerzo para cumplir con lo que solicita nuestra estructura. Para ello, se utilizaron los arreglos de acero de presfuerzo predeterminados por el sistema Freyssinet, utilizando el arreglo 27C15, verificando que en nuestra sección transversal de la viga no excedería el espacio disponible para el acomodamiento de los mismos. Para ello se utilizaron los datos que se muestran en la Figura 102.

Datos a utilizar para el arreglo de presfuerzo

$A_{torón} = (1.4 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$ Torón de 0.6" de diametro otorgado por el sistema Freyssinet

$\sigma_s := F_s \cdot f'_s = (1.425 \cdot 10^8) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ Esfuerzo límite de tensión en el acero de presfuerzo

$No.torones := 27$ Número de torones que se encuentran dentro del arreglo utilizado por el sistema Freyssinet 27C15.

$F_{ps} := A_{torón} \cdot No.torones \cdot \sigma_s = (5.387 \cdot 10^5) \text{ kgf}$ Fuerza de presfuerzo para número de torones utilizados.

Figura 102: Datos a utilizar para verificación del acero de presfuerzo

Al realizar este cálculo para cada una de las dovelas analizadas para la fuerza inicial de presfuerzo, se tiene que colocar los cables en número par para lograr una simetría en ambos lados del ancho de la superestructura, según la distribución de cables cuando sobrepase el número de cables requeridos, estos cables se deben curvar hasta llevarlos a la excentricidad de la sección de la viga.

Cables requeridos para soportar la fuerza inicial de presfuerzo			
Longitud (m)	Cables requeridos	Cables sin curvar	Cables por curvar
0	7.26	6	2
5	6.93	6	2
10	6.04	6	2
15	5.22	4	2
20	4.41	4	2
25	3.67	2	2
30	2.96	2	2
35	2.30	2	2
40	1.70	0	2
45	1.19	0	2
50	0.74	0	2
55	0.37	0	2
60	0.07	0	2
62.5	0.00	0	2

Cuadro 30: Cables requeridos para soportar la fuerza inicial de presfuerzo

Para verificar que los cables sin curvar no son suficientes, se requiere utilizar la ecuación No. 14 respetando los límites de esfuerzos de tensión permisibles durante construcción. Para ello se realizó el ejemplo del cálculo de la dovela ubicada en el apoyo, y que se replicará en cada una de las dovelas de análisis como se muestra en la Figura 103

Esfuerzos de tensión debido a cable sin curvar

$P_{cablesincurvar} := 6 \cdot Fps = (3.232 \cdot 10^6) \text{ kgf}$ Cables sin curvar requeridos en la dovela de apoyo

$$\sigma = \frac{P_{cablesincurvar}}{A} - \frac{P_{cablesincurvar} \cdot e' \cdot Cs}{I} + \frac{M_{dead} \cdot Cs}{I} + \frac{0.8 \cdot M_{live} \cdot Cs}{I} \quad \text{Ecuación No.14}$$

$\sigma := 79279.04 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ Esfuerzo de tensión en cable sin curvar

$\sigma_{tension} := 0$ Esfuerzos permisibles de tensión al momento de la transferencia

$Verificación := \text{if}(\sigma_{tension} > \sigma, \text{"OK"}, \text{"ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA"})$

$Verificación = \text{"ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA"}$

Figura 103: Cálculo de esfuerzos de tensión de cables sin curvar

Como resultado de cada una de las dovelas que se analizaron, se obtuvo lo demostrado en el cuadro No. 31, por lo que en cada una de las dovelas no basta con solo los cables sin curvar sino que se debe de añadir cables llegándolo al centroide de la dovela.

Esfuerzo de tensión		
Longitud (m)	Esfuerzo de cables sin curvar (kgf/m ²)	Verificación
0	74,279.04	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
5	58,211.13	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
10	3,231.64	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
15	83,477.72	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
20	30,072.32	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
25	125,635.30	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
30	75,556.71	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
35	25,248.00	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
40	143,409.03	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
45	101,399.05	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
50	63,488.66	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
55	31,767.20	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
60	8,210.09	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
62.5	0.00	OK

Cuadro 31: Esfuerzos de tensión en cables sin curvar

Añadiendo el cable extra que se calculó por medio del análisis de flexo-compresión, se debe de realizar el cálculo y observar si los esfuerzos de tensión generados por ese cable extra añadidos son suficientes para reducir los esfuerzos hasta menores que el límite permisible por la AAHSTO, para ello se ejemplifica como se calcula en la dovela al apoyo en la Figura 104, y se realiza el mismo procedimiento para cada una de las dovelas para verificar si cumple llegando el cable al centroide o necesita una excentricidad extra, como se ve en el Cuadro 32

Esfuerzos de tensión generado por cables de 27 torones con excentricidad variable y cables de 27 torones sin excentricidad

$P_{cablesincurvar} := 6 \cdot Fps = (3.232 \cdot 10^6) \text{ kgf}$ Cables sin curvar requeridos en la dovela de apoyo

$P_{cableporcurvar} := 2 \cdot Fps = (1.077 \cdot 10^6) \text{ kgf}$ Cables por curvar requeridos en la dovela de apoyo

$$\sigma = \frac{P_{total}}{A} - \frac{P_{cablesincurvar} \cdot e'1 \cdot Cs}{I} - \frac{P_{cableporcurvar} \cdot e'2 \cdot Cs}{I} + \frac{M_{dead} \cdot Cs}{I} + \frac{0.8 \cdot M_{live} \cdot Cs}{I}$$

Ecuación No.14

$\sigma := -18861.72 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ Esfuerzo de tensión

$\sigma_{tension} := 0$ Esfuerzos permisibles de tensión al momento de la transferencia

$Verificación := \text{if}(\sigma_{tension} > \sigma, \text{"OK"}, \text{"ERROR NECESITA EXCENTRICIDAD"})$

$Verificación = \text{"OK"}$

Figura 104: Esfuerzos de tensión de cables sin curvar con excentricidad variable y sin curvar sin excentricidad.

Esfuerzos de tensión		
Longitud (m)	Esfuerzos de tensión generado por cables de 27 torones con excentricidad variable y cables de 27 torones sin excentricidad (kgf/m ²)	Verificación
0	-18,861.72	OK
5	-40,714.96	OK
10	-101,667.13	OK
15	-27,512.96	OK
20	-87,039.41	OK
25	2,486.63	ERROR NECESITA EXCENTRICIDAD
30	-53,408.94	OK
35	-109,159.48	OK
40	4,103.09	ERROR NECESITA EXCENTRICIDAD
45	-42,090.45	OK
50	-83,307.21	OK
55	-117,318.89	OK
60	-142,048.12	OK
62.5	-150,406.02	OK

Cuadro 32: Esfuerzos de tensión generados por cables de 27 torones con excentricidad variable y cables de 27 torones sin excentricidad

Debido a que se requieren excentricidad en la dovela a 25 metros y 40 metros del apoyo, con el mismo principio de flexo-compresión tomando en cuenta los cables que se requieren sin curvar o por curvar, se calcula la excentricidad que requieren los cables por curvar para cumplir con el limite permitido en tensión por parte de la AASHTO.

Cálculo de excentricidad de cables por curvar en dovela a 25 metros del apoyo

$P_{cable\ sin\ curvar} := 2 \cdot Fps = (1.077 \cdot 10^6) \text{ kgf}$ Cables sin curvar requeridos en la dovela de apoyo

$P_{cable\ por\ curvar} := 2 \cdot Fps = (1.077 \cdot 10^6) \text{ kgf}$ Cables por curvar requeridos en la dovela de apoyo

$$\sigma = -\frac{P_{cable\ sin\ curvar}}{A} - \frac{P_{cable\ sin\ curvar} \cdot e'1 \cdot Cs}{I} - \frac{P_{cable\ por\ curvar} \cdot e'2 \cdot Cs}{I} + \frac{M_{dead} \cdot Cs}{I} + \frac{0.8 \cdot M_{live} \cdot Cs}{I}$$

Ecuación No.14

$\sigma := 0$ Límite de tensión permisible al momento de la transferencia

$$e'2 = -\left(\frac{M_{dead} \cdot Cs}{I} - \frac{0.8 \cdot M_{live} \cdot Cs}{I} + \frac{P_{Total}}{A} + \frac{P_{cable\ sin\ curvar} \cdot e'1 \cdot Cs}{I}\right) \cdot \left(\frac{I}{P_{cable\ por\ curvar} \cdot Cs}\right)$$

$$e'2 = 0.18 \text{ m}$$

Cálculo de excentricidad de cables por curvar en dovela a 40 metros del apoyo

$P_{cable\ sin\ curvar} := 0 \cdot Fps = 0 \text{ kgf}$ Cables sin curvar requeridos en la dovela de apoyo

$P_{cable\ por\ curvar} := 2 \cdot Fps = (1.077 \cdot 10^6) \text{ kgf}$ Cables por curvar requeridos en la dovela de apoyo

$$\sigma = -\frac{P_{cable\ sin\ curvar}}{A} - \frac{P_{cable\ sin\ curvar} \cdot e'1 \cdot Cs}{I} - \frac{P_{cable\ por\ curvar} \cdot e'2 \cdot Cs}{I} + \frac{M_{dead} \cdot Cs}{I} + \frac{0.8 \cdot M_{live} \cdot Cs}{I}$$

Ecuación No.14

$\sigma := 0$ Límite de tensión permisible al momento de la transferencia

$$e'2 = -\left(\frac{M_{dead} \cdot Cs}{I} - \frac{0.8 \cdot M_{live} \cdot Cs}{I} + \frac{P_{Total}}{A} + \frac{P_{cable\ sin\ curvar} \cdot e'1 \cdot Cs}{I}\right) \cdot \left(\frac{I}{P_{cable\ por\ curvar} \cdot Cs}\right)$$

$$e'2 = 0.22 \text{ m}$$

Figura 105: Cálculos de excentricidades

Con las excentricidades calculadas para las dovelas que se encuentran a 25 y 40 metros del apoyo; Se verificó que con estas excentricidades cumpliera con los límites permitidos en tensión como se observa en el Cuadro 33 y así se pudiera proceder a verificar los esfuerzos de compresión.

Esfuerzos de tensión		
Longitud (m)	Esfuerzos de tensión generado por cables de 27 torones con excentricidad variable y cables de 27 torones sin excentricidad y con excentricidad (kgf/m ²)	Verificación
0	-18,861.72	OK
5	-40,714.96	OK
10	-101,667.13	OK
15	-27,512.96	OK
20	-87,039.41	OK
25	0	OK
30	-53,408.94	OK
35	-109,159.48	OK
40	0	OK
45	-42,090.45	OK
50	-83,307.21	OK
55	-117,318.89	OK
60	-142,048.12	OK
62.5	-150,406.02	OK

Cuadro 33: Verificación de esfuerzos de tensión

Quando ya se verificó que los esfuerzos de tensión cumplen con el límite permisible, se procede al cálculo de los esfuerzos de compresión debidos al arreglo de torones, éste esfuerzo de compresión debe de cumplir con lo que se indicó en la Figura 99, utilizando el cálculo indicado en la Figura 100 en donde se tomarán los esfuerzos en la zona de compresión, se verificó si estos cumplían o no con los límites permitidos, esto se puede observar en el Cuadro 34

Esfuerzos de compresión			
Longitud (m)	Esfuerzos de compresión permisible en el concreto al momento de la transferencia (kgf/m ²)	Esfuerzos de compresión generado por cables de 27 torones con excentricidad variable y cables de 27 torones sin excentricidad y con excentricidad (kgf/m ²)	Verificación
0	-2,730,000	-726,264.31	OK
5	-2,730,000	-750,693.71	OK
10	-2,730,000	-737,523.08	OK
15	-2,730,000	-638,431.14	OK
20	-2,730,000	-615,630.97	OK
25	-2,730,000	-495,081.29	OK
30	-2,730,000	-462,453.66	OK
35	-2,730,000	-428,470.45	OK
40	-2,730,000	-282,714.96	OK
45	-2,730,000	-244,888.55	OK
50	-2,730,000	-210,284.53	OK
55	-2,730,000	-180,853.29	OK
60	-2,730,000	-158,468.29	OK
62.5	-2,730,000	-150,406.02	OK

Cuadro 34: Verificación de esfuerzos de compresión

Al tener las verificaciones tanto a compresión como tensión, se procede hacer la demostración de los arreglos de prefuerzo mediante dibujo, poniendo los cables a las alturas de las secciones que se requieren para que se cumpla con el cálculo, esto se puede ver en la Figura 107.

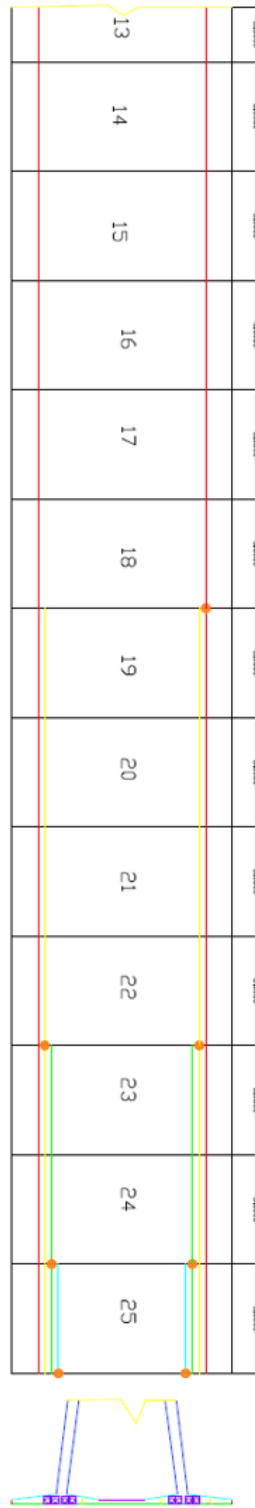


Figura 106: Arreglo de presfuerzo inicial

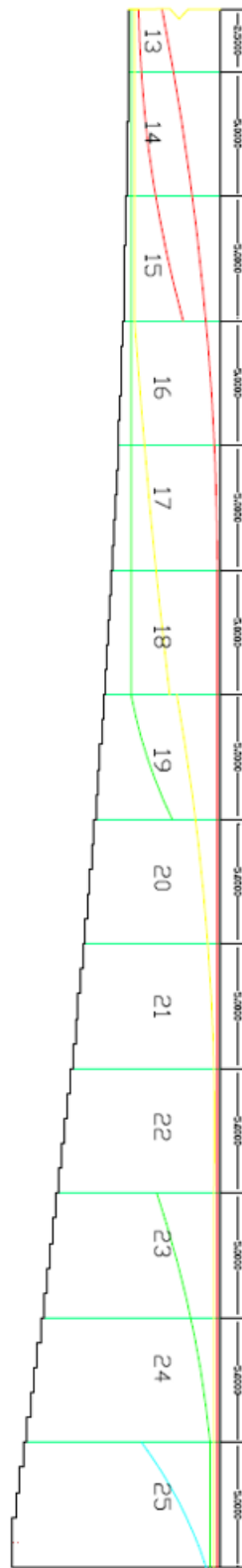


Figura 107: Arreglo de presfuerzo inicial

G. Diseño a corte durante construcción

Para finalizar el diseño de la superestructura durante construcción, se realizó el cálculo del diseño a corte de las dovelas utilizadas, este mismo es de suma importancia para evitar que fallé por corte la viga, lo que hace es impedir que se generen grietas a 45 grados en el alma de la viga cajón.

Cálculo de corte durante la etapa de construcción

1. Cálculo de resistencia al corte nominal del concreto en dovela a 0 metros del apoyo

$$V_c = 0.0316 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$b_v := 0.45 \text{ m}$ Ancho del alma
 $d_v := 8.175 \text{ m}$ Altura de corte efectiva
 $f'_c := 6000 \text{ psi}$ Resistencia del concreto a 28 días

A. Cálculo de factor de capacidad del concreto fisurado diagonalmente

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750 \cdot \epsilon_s)}$$

Donde: $\epsilon_s = \frac{\left(\frac{|Mu|}{d_v}\right) + 0.5 Nu + |Vu - Vp| - Aps \cdot f_{po}}{Es \cdot As + Ep \cdot Aps}$

$Mu := 6.58 \cdot 10^7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ Momento último en dovela a 0 metros del apoyo
 $V_{uDead} := 1.38 \cdot 10^6 \text{ kgf}$ Cortante debido a carga muerta
 $V_{uLive} := 1.5 \cdot 3.52 \cdot 10^5 \text{ kgf}$ Cortante debido a la carga viva

$Vu := 1.25 \cdot V_{uDead} + 1.75 \cdot V_{uLive} = (2.649 \cdot 10^6) \text{ kgf}$ Cortante último debido a la combinación de Resistencia I
 $Nu := -4.36 \cdot 10^6 \text{ kgf}$ Fuerza debida al acero de presfuerzo colocado en dovela
 $Ep := 2.01 \cdot 10^{10} \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
 $Ap := 216 \cdot (1.40 \cdot 10^{-4} \cdot \text{m}^2) = 0.03 \text{ m}^2$ Área de torones colocados en dovela
 $f_{po} := 0.7 \cdot \left(1.9 \cdot 10^8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}\right)$ Parámetro del módulo de elasticidad de los tendones de pretensado
 $Es := 0$ No se tiene acero de refuerzo longitudinal
 $As := 0$ No se tiene acero de refuerzo longitudinal
 $Vp := 0$ El corte otorgado por el acero de presfuerzo se asume como 0.

$$\epsilon_s = \frac{\left(\frac{|Mu|}{d_v}\right) + 0.5 Nu + |Vu - Vp| - Ap \cdot f_{po}}{Ap \cdot Ep} = 0.007$$

$\epsilon_s := \text{if}(\epsilon_s > 0.006, 0.006, \epsilon_s) = 0.006$

Por lo tanto $\beta = \frac{4.8}{(1 + 750 \cdot \epsilon_s)} = 0.873$

$$V_c = 0.0316 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$V_c := 12184.86 \text{ lbf}$
 $V_c = (5.527 \cdot 10^3) \text{ kgf}$

Figura 108: Cálculo de resistencia al corte nominal del concreto parte

Como se muestra en la Figura 108, el cálculo requirió utilizar datos que ya se habían utilizado con anterioridad; Se asumió que el acero de presfuerzo colocado sobre las dovelas trabajan a compresión para simplificar los cálculos realizados, además de suponer que este

acero presfuerzo no realiza ningún aporte a la superestructura, por lo que se toma como 0, todo ello para realizar el cálculo del factor (β), el cual indica la capacidad que posee el concreto a ser fisurado diagonalmente. La resistencia al corte nominal varía en cada una de las secciones de análisis, esto se observa en el Cuadro 35.

Resistencia al corte nominal en el concreto			
Longitud (m)	ϵ_s	β	Vc (kgf)
0	0.006	0.9	1.74E+05
5	0.006	0.9	1.59E+05
10	0.004	1.1	1.82E+05
15	0.006	0.9	1.31E+05
20	0.005	1.0	1.37E+05
25	0.006	0.9	1.09E+05
30	0.006	0.9	9.97E+04
35	0.004	1.3	1.38E+05
40	0.006	0.9	8.53E+04
45	0.006	0.9	8.00E+04
50	0.002	2.1	1.83E+05
55	0.000	6.9	5.77E+05
60	0.000	6.9	5.67E+05
62.5	0.000	6.9	5.66E+05
65	0.000	6.9	5.67E+05
70	0.000	6.9	5.77E+05
75	0.002	2.1	1.83E+05
80	0.006	0.9	8.00E+04
85	0.006	0.9	8.53E+04
90	0.004	1.3	1.38E+05
95	0.006	0.9	9.97E+04
100	0.006	0.9	1.09E+05
105	0.005	1.0	1.37E+05
110	0.006	0.9	1.31E+05
115	0.004	1.1	1.82E+05
120	0.006	0.9	1.59E+05
125	0.006	0.9	1.74E+05

Cuadro 35: Resistencia al corte nominal en el concreto

Al obtener los resultados de la resistencia al corte nominal, se realizó la verificación de requerimiento de acero transversal, esto se verifica como lo muestra la ecuación No. 18, debido a que se asumió que el acero de presfuerzo no realiza ningún aporte al corte, y tomando en cuenta el factor de resistencia a corte mencionado en el Cuadro 3, se realiza la verificación como se muestra en la Figura 109.

2. Verificación de requerimiento de acero transversal

$$V_u > 0.5 \cdot \phi \cdot (V_c + V_p)$$

$\phi := 0.9$ Factor de resistencia según **Cuadro No. 3**
 $V_p := 0$ El corte otorgado por el acero de presfuerzo se asume como 0.
 V_c Resistencia al corte nominal del concreto
 V_u Fuerza de corte mayorada por la combinación de Resistencia I según **Figura No. 27**

Verificación := if($V_u > 0.5 \cdot \phi \cdot (V_c + V_p)$, "Requiere acero transversal", "No necesita acero transversal")

Verificación = "Requiere acero transversal"

Figura 109: Verificación de requerimiento de acero transversal

Requerimiento de acero transversal		
Longitud (m)	Vc (kgf)	Requerimiento de acero transversal
0	1.74E+05	Requiere acero transversal
5	1.59E+05	Requiere acero transversal
10	1.82E+05	Requiere acero transversal
15	1.31E+05	Requiere acero transversal
20	1.37E+05	Requiere acero transversal
25	1.09E+05	Requiere acero transversal
30	9.97E+04	Requiere acero transversal
35	1.38E+05	Requiere acero transversal
40	8.53E+04	Requiere acero transversal
45	8.00E+04	Requiere acero transversal
50	1.83E+05	Requiere acero transversal
55	5.77E+05	Requiere acero transversal
60	5.67E+05	Requiere acero transversal
62.5	5.66E+05	Requiere acero transversal
65	5.67E+05	Requiere acero transversal
70	5.77E+05	Requiere acero transversal
75	1.83E+05	Requiere acero transversal
80	8.00E+04	Requiere acero transversal
85	8.53E+04	Requiere acero transversal
90	1.38E+05	Requiere acero transversal
95	9.97E+04	Requiere acero transversal
100	1.09E+05	Requiere acero transversal
105	1.37E+05	Requiere acero transversal
110	1.31E+05	Requiere acero transversal
115	1.82E+05	Requiere acero transversal
120	1.59E+05	Requiere acero transversal
125	1.74E+05	Requiere acero transversal

Cuadro 36: Requerimiento de acero transversal

Al igual que el análisis de resistencia al corte nominal, se realizó la verificación a cada 5 metros de longitud durante construcción, obteniendo los resultados que se muestran en el Cuadro 36, se concluye que en cada una de las secciones se necesita acero transversal, debido a que la resistencia nominal a corte del concreto no es capaz de soportar el corte inducido en la sección por las cargas muertas y vivas.

Dado que según la verificación se requiere acero transversal, se propuso utilizar varilla No.4 grado 60, debido a su facilidad de doblez, además de ser las varillas más utilizadas en Guatemala para ayudar al concreto a soportar el corte que se induce en el.

Al añadir el acero transversal, se calculó el corte nominal que otorga el mismo a la dovela, este se calcula según la ecuación 24, para ello se propuso una separación de estribos cada 20 centímetros, el corte nominal del acero depende del ángulo de inclinación de la diagonal que genera la fuerza de compresión (θ). El cálculo se hizo para cada una de las dovelas cada 5 metros como se muestra en la Figura 110 y en el Cuadro 37.

3. Cálculo de corte nominal del acero transversal

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot \cdot \theta + \cot \cdot \alpha) \cdot \sin \cdot \alpha}{s}$$

Donde:

$A_{NO.4} := 0.20 \text{ in}^2$	Área de varilla No.4
$No := 4$	Número de patas de estribo que cruzan el plano transversal.
$A_v := A_{NO.4} \cdot No = (5.161 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$	Área debida a acero transversal
$f_y := 4.21 \cdot 10^{10} \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$	Límite de fluencia del acero grado 60
$s := 20 \text{ cm}$	Separación de estribos
$\theta := 29 + 3500 \cdot \varepsilon_s = 50$	Ángulo de inclinación de la diagonal de la fuerza en compresion
$\theta := \theta \cdot \text{deg} = 50 \text{ deg}$	
$\alpha := 90 \text{ deg}$	Se toma como 90 grados debido a indicaciones de la norma

$$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot(\theta))}{s} = (7.453 \cdot 10^8) \text{ kgf}$$

Figura 110: Cálculo del corte nominal debido al acero transversal

Corte nominal del acero transversal		
Longitud (m)	θ	Vs (kgf)
0	50.0	7.45E+08
5	50.0	6.78E+08
10	44.7	7.41E+08
15	50.0	5.60E+08
20	46.7	5.73E+08
25	50.0	4.65E+08
30	50.0	4.26E+08
35	41.4	5.30E+08
40	50.0	3.64E+08
45	50.0	3.42E+08
50	35.0	5.54E+08
55	27.6	7.16E+08
60	27.6	7.03E+08
62.5	27.6	7.01E+08
65	27.6	7.03E+08
70	27.6	7.16E+08
75	35.0	5.54E+08
80	50.0	3.42E+08
85	50.0	3.64E+08
90	41.4	5.30E+08
95	50.0	4.26E+08
100	50.0	4.65E+08
105	46.7	5.73E+08
110	50.0	5.60E+08
115	44.7	7.41E+08
120	50.0	6.78E+08
125	50.0	7.45E+08

Cuadro 37: Corte nominal del acero transversal

Para evitar que la sección fallé a corte, se debe de suministrar un área de acero mínimo la cual se describe en la ecuación No. 19, la cual debe de ser menor a la propuesta de acero a corte que se utilizó. Para ello se realizaron los cálculos respectivos como se muestra en la Figura 111, este mismo cálculo se realiza cada 5 metros como se muestra en el Cuadro 38.

4. Cálculo de acero mínimo para refuerzo transversal

$$A_{v_{\min}} := 0.083 \cdot \sqrt{f'_c} \frac{b_v \cdot s}{f_y} \cdot P_a = (1.858 \cdot 10^{-11}) \text{ m}^2$$

$Verificación := \text{if}(A_v \geq A_{v_{\min}}, \text{"Sí cumple"}, \text{"Se debe de utilizar el acero mínimo"})$

$Verificación = \text{"Sí cumple"}$

Figura 111: Cálculo del acero mínimo

Verificación de acero mínimo		
Longitud (m)	Acero mínimo (m ²)	Verificación de acero mínimo
0	5.92013E-08	Sí cumple
5	5.92013E-08	Sí cumple
10	5.92013E-08	Sí cumple
15	5.92013E-08	Sí cumple
20	5.92013E-08	Sí cumple
25	5.92013E-08	Sí cumple
30	5.92013E-08	Sí cumple
35	5.92013E-08	Sí cumple
40	5.92013E-08	Sí cumple
45	5.92013E-08	Sí cumple
50	5.92013E-08	Sí cumple
55	5.92013E-08	Sí cumple
60	5.92013E-08	Sí cumple
62.5	5.92013E-08	Sí cumple
65	5.92013E-08	Sí cumple
70	5.92013E-08	Sí cumple
75	5.92013E-08	Sí cumple
80	5.92013E-08	Sí cumple
85	5.92013E-08	Sí cumple
90	5.92013E-08	Sí cumple
95	5.92013E-08	Sí cumple
100	5.92013E-08	Sí cumple
105	5.92013E-08	Sí cumple
110	5.92013E-08	Sí cumple
115	5.92013E-08	Sí cumple
120	5.92013E-08	Sí cumple
125	5.92013E-08	Sí cumple

Cuadro 38: Verificación de acero mínimo

Al proponer una separación de los estribos, se debe de verificar que no sobrepase el espaciamiento máximo permisible por la AASHTO LRFD, para verificarlo se requiere el cálculo del esfuerzo a corte en el concreto, el cual se realiza siguiendo la ecuación No. 20.

Tomando en cuenta los parámetros de resistencia, mencionados en el Cuadro 3, se procede a realizar el cálculo como se muestra en la Figura 112, el ancho del alma efectivo para ser conservadores, se multiplica por el factor descrito en la ecuación. Esto se realiza para cada una de las dovelas del análisis que se muestran en el Cuadro 39.

5. Esfuerzo a corte en el concreto

$$V_u = \frac{|V_u - (\phi \cdot V_p)|}{\phi \cdot b_v \cdot d_v}$$

$\phi := 0.9$ Factor de resistencia según **Cuadro No. 3**
 Fuerza de corte mayorada por la combinación de Resistencia I según **Figura No. 27**

$V_p := 0$ El corte otorgado por el acero de presfuerzo se asume como 0.

$$d_v := 0.72 \cdot 8.4 \text{ m} = 6.048 \text{ m}$$

$$\nu_u := \frac{|V_u|}{\phi \cdot b_v \cdot d_v} = (1.081 \cdot 10^6) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

6. Espaciamiento máximo

$$f'_c := 6000 \text{ psi} \quad S_{max} := \text{if}(\nu_u < f'_c, 24 \text{ in}, 12 \text{ in}) = 24 \text{ in}$$

Figura 112: Cálculo de esfuerzo de corte en el concreto

Cálculo del esfuerzo a corte			
Longitud (m)	Esfuerzo a corte en el concreto (kgf/m ²)	Espaciamiento máximo permisible (m)	Verificación de espaciamento
0	1.13E+06	0.3	Sí cumple
5	1.14E+06	0.3	Sí cumple
10	1.15E+06	0.3	Sí cumple
15	1.15E+06	0.3	Sí cumple
20	1.15E+06	0.3	Sí cumple
25	1.13E+06	0.3	Sí cumple
30	1.11E+06	0.3	Sí cumple
35	1.06E+06	0.3	Sí cumple
40	9.86E+05	0.3	Sí cumple
45	9.14E+05	0.3	Sí cumple
50	8.02E+05	0.3	Sí cumple
55	6.73E+05	0.3	Sí cumple
60	5.37E+05	0.3	Sí cumple
62.5	4.76E+05	0.6	Sí cumple
65	5.37E+05	0.3	Sí cumple
70	6.73E+05	0.3	Sí cumple
75	8.02E+05	0.3	Sí cumple
80	9.14E+05	0.3	Sí cumple
85	9.86E+05	0.3	Sí cumple
90	1.06E+06	0.3	Sí cumple
95	1.11E+06	0.3	Sí cumple
100	1.13E+06	0.3	Sí cumple
105	1.15E+06	0.3	Sí cumple
110	1.15E+06	0.3	Sí cumple
115	1.15E+06	0.3	Sí cumple
120	1.14E+06	0.3	Sí cumple
125	1.13E+06	0.3	Sí cumple

Cuadro 39: Esfuerzos a corte en el concreto

Teniendo las verificaciones de requerimiento de acero transversal, espaciamento y acero mínimo, se realiza el cálculo del corte nominal que existe en la sección transversal, tomando en cuenta el corte que aporta el acero transversal y el concreto, como se muestra en la Figura 113; Haciendo el mismo procedimiento para cada una de las dovelas, se obtiene el resultado que se muestra en el Cuadro 40.

7. Verificación de corte

$$V_u < \phi \cdot V_n$$

$$V_n := V_s + V_c = (1.491 \cdot 10^9) \text{ kgf}$$

$$\phi = 0.9$$

Corte nominal en la sección transversal

$$\text{Verificación} := \text{if}(V_u < \phi \cdot V_n, \text{"Sí cumple"}, \text{"No cumple"})$$

$$\text{Verificación} = \text{"Sí cumple"}$$

Figura 113: Verificación de corte

Verificación de corte	
Longitud (m)	Verificación de corte
0	Sí cumple
5	Sí cumple
10	Sí cumple
15	Sí cumple
20	Sí cumple
25	Sí cumple
30	Sí cumple
35	Sí cumple
40	Sí cumple
45	Sí cumple
50	Sí cumple
55	Sí cumple
60	Sí cumple
62.5	Sí cumple
65	Sí cumple
70	Sí cumple
75	Sí cumple
80	Sí cumple
85	Sí cumple
90	Sí cumple
95	Sí cumple
100	Sí cumple
105	Sí cumple
110	Sí cumple
115	Sí cumple
120	Sí cumple
125	Sí cumple

Cuadro 40: Verificación de corte

H. Cálculo de momentos y cortantes durante servicio

Siguiendo los pasos utilizados para obtener los momentos y los cortantes durante la construcción, se realiza la simulación de las cargas actuantes en el software Risa 2D, esto es debido a que el sistema cuando se encuentra en servicio es estáticamente indeterminado, esto quiere decir que no se puede realizar los cálculos sin la ayuda de un software de análisis estructural, es por ello que se analiza cada una de las cargas por separado, por lo que los resultados fueron los siguientes:

■ Peso propio durante servicio

Se analizó el peso propio de la estructura teniendo en cuenta que es una superestructura hiperestática, el peso propio se toma igual como se tomo para el análisis durante construcción cómo se observa en la Figura 114, tomando este análisis se obtuvieron los diagramas de corte y momento mostrados en las figuras No. 115, 116.



Figura 114: Análisis de peso propio en servicio

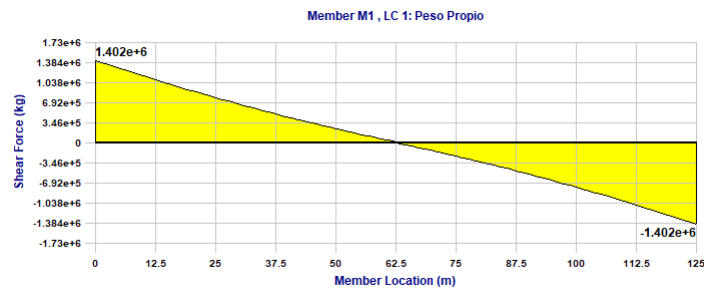


Figura 115: Cortante generado por peso propio durante servicio

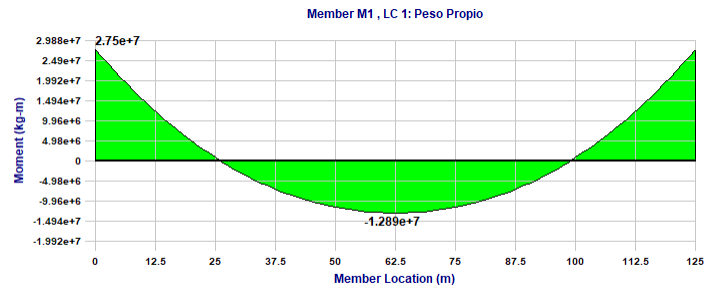


Figura 116: Momentos generados por peso propio durante servicio

- **Carga distribuida debido a construcción durante servicio**

Se tomó en cuenta esta carga viva, debido a que antes de que entre en funcionamiento la superestructura, se le siguen haciendo trabajos a la misma, por lo que debe de quedar diseñada para esta carga en conjunto con las demás. Se toma esta acción como una medida de seguridad ante cualquier instancia que pueda ocurrir antes de que entre en servicio, además en esta carga, van incluidas las barreras vehiculares que se pondrán dentro de la superestructura y se deja previsto una capa asfáltica de 5 cm debido a que en la mayoría de puentes en el país se le implementa esta capa. Se utiliza el software Risa 2D para determinar los momentos y cortantes que otorga esta carga. Los resultados obtenidos se pueden observar en las figuras No. 117, 118 y 119

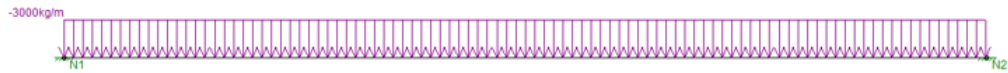


Figura 117: Análisis de carga distribuida durante servicio

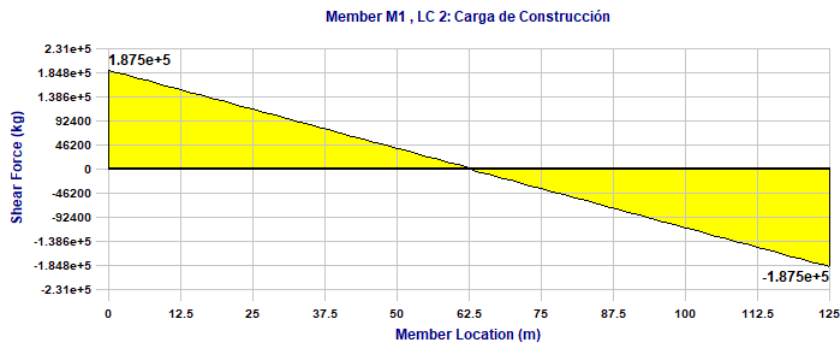


Figura 118: Cortantes generados por carga distribuida durante servicio

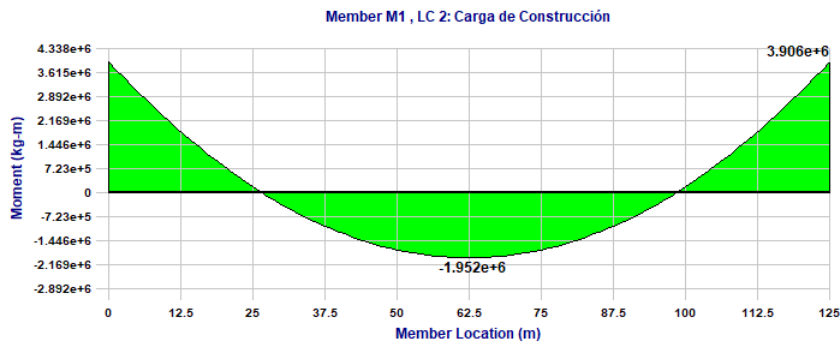


Figura 119: Momentos generados por carga distribuida durante servicio

- Carga viva de camión de diseño designado por Dirección General de Caminos "T3-S2-R4"

Para cualquier estructura que se encuentre sobre las vías centroamericanas, nacionales o departamentales, deben de cumplir con el acuerdo gubernativo 379-2010, el cual indica los pesos de camiones admitidos sobre las carreteras en el país, la carga más crítica de este acuerdo es la denominada T3-S2-R4, la cual tiene un peso total entre todas sus cargas puntuales equivalente a 57,000 kgf.

Es por ello que para el diseño de la superestructura se toma como la carga viva de diseño, debido a que es una carga en movimiento se necesita hacer líneas de influencia para obtener los momentos y cortantes generados por cada una de las cargas, el software Risa 2D realiza este tipo de calculo, por lo que se utilizó al igual que las demás cargas para obtener los momentos y cortantes generados.

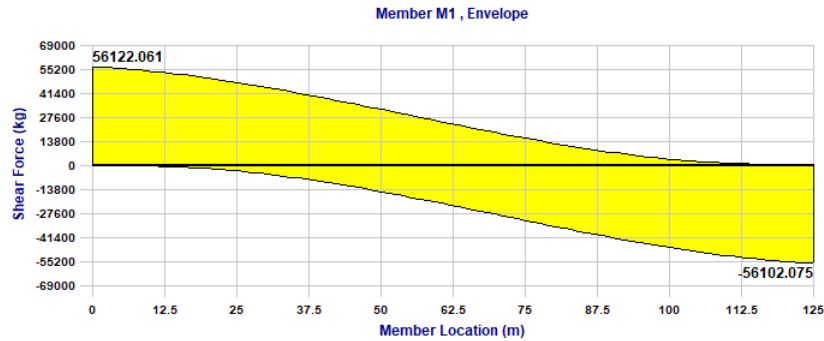


Figura 120: Cortantes generados por el camión de diseño T3-S2-R4

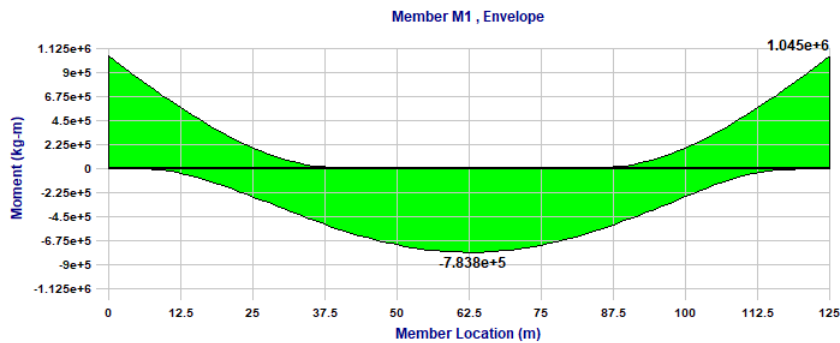


Figura 121: Momentos generados por el camión de diseño T3-S2-R4

De cada carga actuante se generó una tabla donde se resumen los momentos que genera cada una de ellas, por cada una de las dovelas de análisis en la longitud total del puente, esto se observa en el Cuadro 41.

Momentos generados por cargas actuantes			
Longitud (m)	Momento por peso propio (kgf*m)	Momento por carga durante construcción (kgf*m)	Momento máximo por carga de camión de diseño (kgf*m)
0	-27,500,000.00	-3,906,000.00	-1,045,000.00
5	-20,500,000.00	-2,961,000.00	-830,300.00
10	-14,980,000.00	-2,202,000.00	-653,700.00
15	-9,355,000.00	-1,413,000.00	-468,100.00
20	-5,002,000.00	-706,200.00	-304,200.00
25	-660,400.00	-156,300.00	264,900.00
30	3,031,000.00	394,300.00	376,400.00
35	5,746,000.00	807,900.00	472,000.00
40	8,283,000.00	1,203,000.00	571,700.00
45	10,030,000.00	1,514,000.00	655,900.00
50	11,500,000.00	1,719,000.00	714,000.00
55	12,430,000.00	1,875,000.00	759,600.00
60	12,830,000.00	1,943,000.00	780,100.00
62.5	12,890,000.00	1,953,000.00	784,000.00
65	12,830,000.00	1,943,000.00	780,100.00
70	12,430,000.00	1,875,000.00	759,600.00
75	11,500,000.00	1,719,000.00	714,000.00
80	10,030,000.00	1,514,000.00	655,900.00
85	8,283,000.00	1,203,000.00	571,700.00
90	5,746,000.00	807,900.00	472,000.00
95	3,031,000.00	394,300.00	376,400.00
100	-660,400.00	-156,300.00	264,900.00
105	-5,002,000.00	-706,200.00	-304,200.00
110	-9,355,000.00	-1,413,000.00	-468,100.00
115	-14,980,000.00	-2,202,000.00	-653,700.00
120	-20,500,000.00	-2,961,000.00	-830,300.00
125	-27,500,000.00	-3,906,000.00	-1,045,000.00

Cuadro 41: Resumen de momentos generados por cada carga actuante

I. Deflexión debido a las cargas durante servicio

El criterio de deflexión por la AASHTO para cargas vehiculares debe de cumplir con la deflexión máxima admisible que es de $L/800$, debido a que nuestro puente ya se encuentra empotrado de ambos lados, es por ello que se analizó cada uno de los casos ya sea de carga muerta y carga viva, que se describieron con anterioridad.

Dado que es una superestructura estáticamente indeterminada, las deflexiones se deben analizar al igual que las cargas por medio de un software de análisis estructural, es por ello que se utiliza risa 2D para sacar las deflexiones de cada carga a evaluar. Esto se observa en el Cuadro 42 se verifica que la sumatoria de las deflexiones que se obtuvieron no sobrepase el límite admisible.

Deflexión total durante servicio						
Longitud (m)	Deflexión por peso propio (cm)	Deflexión por carga distribuida (cm)	Deflexión por T3-S2-R4 (cm)	Sumatoria de deflexiones (m)	Deflexión admisible "L/800"(m)	Verificación
0	0	0	0	0.00	0.16	Ok
5	0.025	0.172	0.007	0.00	0.16	Ok
10	0.091	0.628	0.025	0.01	0.16	Ok
15	0.186	1.285	0.052	0.02	0.16	Ok
20	0.301	2.068	0.085	0.02	0.16	Ok
25	0.425	2.91	0.121	0.03	0.16	Ok
30	0.551	3.761	0.159	0.04	0.16	Ok
35	0.657	4.46	0.191	0.05	0.16	Ok
40	0.767	5.203	0.225	0.06	0.16	Ok
45	0.861	5.824	0.254	0.07	0.16	Ok
50	0.933	6.253	0.277	0.07	0.16	Ok
55	0.982	6.629	0.293	0.08	0.16	Ok
60	1.006	6.773	0.3	0.08	0.16	Ok
62.5	1.008	6.795	0.301	0.08	0.16	Ok
65	1.006	6.773	0.3	0.08	0.16	Ok
70	0.982	6.629	0.293	0.08	0.16	Ok
75	0.933	6.253	0.277	0.07	0.16	Ok
80	0.861	5.824	0.254	0.07	0.16	Ok
85	0.767	5.203	0.225	0.06	0.16	Ok
90	0.657	4.46	0.191	0.05	0.16	Ok
95	0.551	3.761	0.159	0.04	0.16	Ok
100	0.425	2.91	0.121	0.03	0.16	Ok
105	0.301	2.068	0.085	0.02	0.16	Ok
110	0.186	1.285	0.052	0.02	0.16	Ok
115	0.091	0.628	0.025	0.01	0.16	Ok
120	0.025	0.172	0.007	0.00	0.16	Ok
125	0	0	0	0	0.16	Ok

Cuadro 42: Deflexión total durante servicio

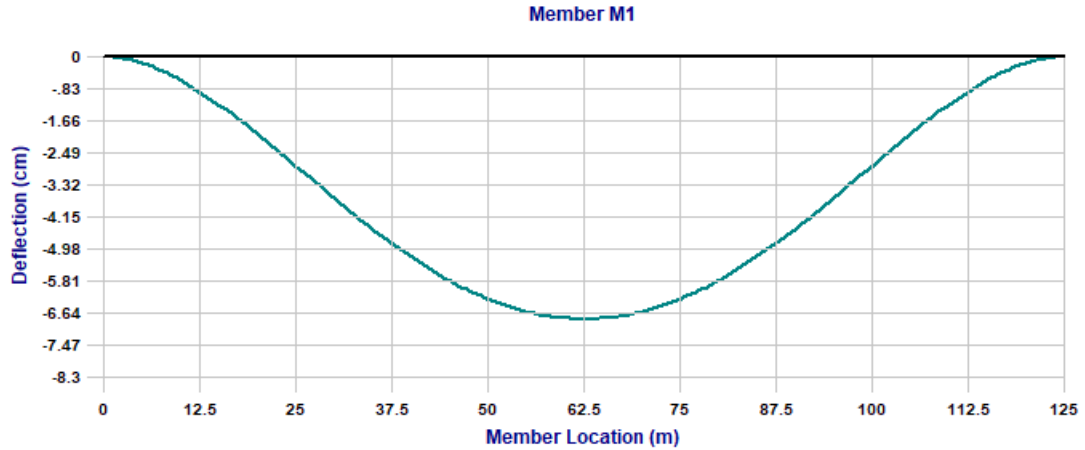


Figura 122: Diagrama de deflexión total

J. Fuerza final de presfuerzo durante servicio

El diseño de la fuerza final de presfuerzo, se realizó en base a los momentos generados sobre las secciones cuando el puente ya se encuentra en servicio. Este cálculo al igual que el de la fuerza de presfuerzo inicial, depende de las propiedades geométricas de la sección, utilizando el teorema de flexo-compresión para evaluar las fuerzas requeridas por el sistema, respetando los parámetros ya mencionados en la sección de fuerza inicial de presfuerzo requerida.

Para tensar el sistema postensado, también se esperará a que el concreto llegue a su resistencia específica a los 28 días de ser servido en obra. Para evitar agrietamiento en la sección, la normativa indica que se debe de usar un factor de $0.45f'_c$, esto se debe a que se tiene que limitar a que no exista agrietamiento en la sección. Este factor se observa en la Figura 50.

A diferencia del cálculo del presfuerzo inicial, para el presfuerzo final que será utilizado para la etapa de servicio de la superestructura, se debe de calcular una pérdida de presfuerzo debida a factores como lo son la pérdida por fricción, por acortamiento elástico y la pérdida debida al tiempo, la suma de estas tres pérdidas muestra la pérdida que tendrá el cable a lo largo del tiempo, y dará el parámetro para el tiempo en el que se debe de volver a tensar el mismo, debido a fines prácticos se asumió una pérdida del 20 por ciento, esto debido a experiencia profesional el rango de las pérdidas en sistemas postensados se mantiene en un rango del 15 al 25 por ciento de la fuerza inicial del acero de presfuerzo.

En la Figura 123 se muestran los datos a utilizar para proceder al cálculo de la fuerza final de presfuerzo que se requiere en la dovela que se encuentra a $L/2$, como ejemplo de cada una de las dovelas que ya se construyeron, y que se realizó los análisis de fuerza inicial de presfuerzo.

Datos a utilizar para cálculo de fuerza final de presfuerzo

1. Concreto

$$f'_c := 4.20 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Resistencia del concreto a 28 días}$$

$$F_c := 0.45 \quad \text{Factor de esfuerzo permisible en el concreto en servicio}$$

$$\sigma := F_c \cdot f'_c = (1.89 \cdot 10^6) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Esfuerzo permisible en el concreto al momento de la transferencia} \quad \text{Ecuación No.12}$$

2. Acero de presfuerzo

$$f'_s := 1.90 \cdot 10^8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Resistencia del acero de presfuerzo grado 270}$$

$$F_s := 0.75 \quad \text{Límite de tensión para acero de presfuerzo} \quad \text{Figura No.53}$$

$$\sigma_s := F_s \cdot f'_s = (1.425 \cdot 10^8) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Esfuerzo límite de tensión en el acero de presfuerzo}$$

3. Área de torón

$$A_{\text{torón}} := 1.40 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad \text{Torón de 0.6" de diametro otorgado por el sistema Freyssinet}$$

4. Excentricidad asumida

Se asume que los torones se colocarán a la mitad de la losa inferior.

$$e' := 0.1125 \text{ m}$$

5. Pérdidas asumidas

$$\text{Porcentaje perdidas} := 20\% \quad \text{Pérdidas asumidas por el cable de acero de presfuerzo}$$

Figura 123: Datos a utilizar para cálculo del acero de presfuerzo final

Para el cálculo de la fuerza final de presfuerzo se utilizó la combinación de servicio III que se indica en la Figura 27, al igual que en la fuerza inicial. Se utilizó esta combinación para tener el control de la fisuración que pueda darse en la sección, la fuerza final de presfuerzo se calcula como se muestra en la Figura 124, esto se replica en cada una de las dovelas que requieran una fuerza de presfuerzo para los momentos calculados a base del software Risa 2D.

Cálculo de fuerza inicial de presfuerzo para dovela en el apoyo a longitud 62.5 metros

A. Propiedades geométricas

$A := 7.15 \text{ m}^2$ Área de la sección.
 $I := 64.23 \text{ m}^4$ Inercia de la sección.
 $C_s := 1.35 \text{ m}$ Centroide superior.
 $C_i := 2.25 \text{ m}$ Centroide inferior.

B. Momentos generados por carga muertas y cargas vivas

$M_{dead} := 1.48 \cdot 10^7 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ Momento generado por peso propio y cargas distribuidas
 $M_{live} := 7.84 \cdot 10^5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ Momento generado por camión de diseño T3-S2-R4

C. Fuerza en la zona tensión durante construcción "Zona inferior"

$$0 = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e' \cdot C_s}{I} + \frac{M_{dead} \cdot C_s}{I} + \frac{0.8 M_{live} \cdot C_s}{I} \quad \text{Ecuación No.14}$$
$$P_{i_{inferior}} := 2.52 \cdot 10^6 \text{ kgf}$$

D. Fuerza en la zona compresión durante construcción "Zona superior"

$$\sigma = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e' \cdot C_i}{I} - \frac{M_{dead} \cdot C_i}{I} - \frac{0.8 M_{live} \cdot C_i}{I} \quad \text{Ecuación No.14}$$
$$P_{i_{superior}} := 1.95 \cdot 10^7 \text{ kgf}$$

E. Fuerza presfuerzo a utilizar

$$P_i := \min(P_{i_{superior}}, P_{i_{inferior}}) = (2.52 \cdot 10^6) \text{ kgf}$$

F. Fuerza de presfuerzo con pérdidas asumidas

$$P_i := P_i \cdot (1 - \text{Porcentaje perdidas}) = (2.016 \cdot 10^6) \text{ kgf}$$

Figura 124: Cálculo de fuerza final de presfuerzo

Con esta fuerza de presfuerzo se calcula al igual que en la fuerza inicial, el área que es requerida en base al acero de presfuerzo 0.6" para la magnitud de fuerza que se estimó, en base al área requerida se encuentra el número de torones que se requieren para satisfacer la fuerza calculada, esto se muestra en la Figura 125, esto se replica en cada una de las dovelas de análisis como se muestra en el Cuadro 43.

Cálculo de número de torones requeridos para la fuerza de presfuerzo

A. Área requerida para la fuerza de presfuerzo

$$Area_{requerida} := \frac{P_i}{\sigma_s} = 0.014 \text{ m}^2 \quad \text{Área requerida para satisfacer la fuerza de presfuerzo}$$

B. Número de torones requeridos para fuerza de presfuerzo

$$No.torones := \frac{Area_{requerida}}{A_{torón}} = 101.053 \quad \text{Número de torones requeridos}$$

Figura 125: Cálculo de número de torones requeridos

Fuerza final de presfuerzo y número de torones requeridos					
Longitud (m)	Pf "superior" (kgf)	Pf inferior" (kgf)	Pf (kgf)	Área requerida (m ²)	No. torones requeridos
0	21,131,870.28	-1,882,921.11	-1,882,921.11	-0.013	-95
5	20,023,057.59	-1,539,243.07	-1,539,243.07	-0.011	-77
10	18,982,916.41	-1,234,309.47	-1,234,309.47	-0.009	-62
15	18,178,852.42	-848,306.11	-848,306.11	-0.006	-43
20	17,448,819.79	-494,060.76	-494,060.76	-0.003	-25
25	16,946,789.33	-54,594.40	-54,594.40	0.000	-3
30	16,530,751.24	364,282.68	364,282.68	0.003	18
35	16,164,085.96	729,502.17	729,502.17	0.005	37
40	15,945,525.23	1,117,916.79	1,117,916.79	0.008	56
45	15,766,072.64	1,435,330.34	1,435,330.34	0.010	72
50	15,671,235.97	1,714,492.04	1,714,492.04	0.012	86
55	15,616,457.71	1,911,931.62	1,911,931.62	0.013	96
60	15,581,606.12	2,005,355.19	2,005,355.19	0.014	101
62.5	15,579,283.23	2,018,883.12	2,018,883.12	0.014	101
65	15,581,606.12	2,005,355.19	2,005,355.19	0.014	101
70	15,616,457.71	1,911,931.62	1,911,931.62	0.013	96
75	15,671,235.97	1,714,492.04	1,714,492.04	0.012	86
80	15,766,072.64	1,435,330.34	1,435,330.34	0.010	72
85	15,945,525.23	1,117,916.79	1,117,916.79	0.008	56
90	16,164,085.96	729,502.17	729,502.17	0.005	37
95	16,530,751.24	364,282.68	364,282.68	0.003	18
100	16,946,789.33	-54,594.40	-54,594.40	0.000	-3
105	17,448,819.79	-494,060.76	-494,060.76	-0.003	-25
110	18,178,852.42	-848,306.11	-848,306.11	-0.006	-43
115	18,982,916.41	-1,234,309.47	-1,234,309.47	-0.009	-62
120	20,023,057.59	-1,539,243.07	-1,539,243.07	-0.011	-77
125	21,131,870.28	-1,882,921.11	-1,882,921.11	-0.013	-95

Cuadro 43: Fuerza final de presfuerzo y número de torones requeridos cada 5 metros de longitud

En el Cuadro 43 cuando la fuerza final de presfuerzo es negativa, significa que la sección es capaz soportar los momentos inducidos por ella misma, sin necesidad de que exista una ayuda por parte del acero de presfuerzo, es por ello que en las secciones de longitudes 0, 5, 10, 15, 20, 25, 100, 105, 110, 115, 120 y 125, se observa estos casos.

Antes de verificar que los torones requeridos para soportar los momentos cuando la superestructura ya se encuentra unida, se debe de verificar que los esfuerzos ejercidos por parte de los torones que se encuentran en la fibra superior tanto en tensión como en compresión, cumpliendo con los límites admisibles en tensión y compresión de la superestructura. Para ello se toma como ejemplo la verificación de los torones en la parte superior en la dovela, tomando en cuenta los límites por cada tramo, ya que estos varían dependiendo de la dovela que se este analizando, como se observa en la Figura 126.

Verificación de esfuerzos de tensión y compresión de torones colocados en la parte superior durante servicio

$$\sigma = -\frac{P}{A} - \frac{P \cdot e' \cdot Cs}{I} + \frac{M_{dead} \cdot Cs}{I} + \frac{0.8 M_{live} \cdot Cs}{I}$$

$\sigma = 0$ Esfuerzo límite permisible para las dovelas ubicadas hasta una distancia de 35 metros de los apoyos

$\sigma = 0.45 f'c$ Esfuerzo permisible para las dovelas ubicadas de la dovela a 40 metros del apoyo hasta la dovela a 85 metros.

Datos a utilizar para el arreglo de presfuerzo

$A_{torón} = (1.4 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$ Torón de 0.6" de diametro otorgado por el sistema Freyssinet

$\sigma_s = F_s \cdot f'c = (1.425 \cdot 10^8) \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ Esfuerzo límite de tensión en el acero de presfuerzo

$No.torones := 27$ Número de torones que se encuentran dentro del arreglo utilizado por el sistema Freyssinet 27C15.

$Fps := A_{torón} \cdot No.torones \cdot \sigma_s = (5.387 \cdot 10^5) \text{ kgf}$ Fuerza de presfuerzo para número de torones utilizados.

Arreglo de presfuerzo utilizado para dovela a 62.5 metros

$P_{cablesincurvar} := 0 \cdot Fps = 0 \text{ kgf}$ Cables sin curvar requeridos en la dovela de apoyo

$P_{cableporcurvar} := 2 \cdot Fps = (1.077 \cdot 10^6) \text{ kgf}$ Cables por curvar requeridos en la dovela de apoyo

A estas fuerzas del arreglo de presfuerzo se le debe de aplicar la pérdidas asumida para verificación que los esfuerzos que es del 20%

Verificación en dovela a 62.5 metros del apoyo

$$\sigma = -\frac{P_{Total}}{A} - \frac{(1-0.2) \cdot (P_{cablesincurvar}) \cdot e'1 \cdot Cs}{I} - \frac{(1-0.2) \cdot P_{cableporcurvar} \cdot e'2 \cdot Cs}{I} + \frac{M_{dead} \cdot Cs}{I} + \frac{0.8 \cdot M_{live} \cdot Cs}{I}$$

$$\sigma := 2.05 \cdot 10^5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$\sigma_{tension} := 0.45 \cdot f'c$ Esfuerzos permisibles de tensión en servicio

$Verificación := \text{if}(\sigma_{tension} > \sigma, \text{"OK"}, \text{"ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA"})$

$Verificación = \text{"OK"}$

Figura 126: Verificación de esfuerzos debido a torones ubicados en fibra superior

Tomando en cuenta las consideraciones que se mencionan en la Figura 126, se verifica cada dovela de la misma manera que se analizó la dovela a 62.5 metros, por lo que se obtuvieron los resultados mostrados en el Cuadro 44.

Verificación de esfuerzos en fibra superior		
Longitud (m)	Esfuerzos (kgf/m ²)	Verificación
0	-582,570.81	OK
5	-569,601.10	OK
10	-558,458.96	OK
15	-423,112.59	OK
20	-393,278.81	OK
25	-228,910.26	OK
30	-174,903.57	OK
35	-127,203.27	OK
40	57,739.26	OK
45	110,483.19	OK
50	155,197.14	OK
55	187,457.08	OK
60	202,941.13	OK
62.5	205,184.26	OK
65	202,941.13	OK
70	187,457.08	OK
75	155,197.14	OK
80	110,483.19	OK
85	57,739.26	OK
90	-127,203.27	OK
95	-174,903.57	OK
100	-228,910.26	OK
105	-393,278.81	OK
110	-423,112.59	OK
115	-558,458.96	OK
120	-569,601.10	OK
125	-582,570.81	OK

Cuadro 44: Verificación de esfuerzos de torones ubicados en la fibra superior

Para hacer la distribución de los arreglos de presfuerzo, se utilizó la Figura 102, el procedimiento que se llevó es el mismo que para la fuerza inicial, tomando las mismas consideraciones con la única diferencia que estos cables se colocarán en la parte inferior de la sección de la viga cajón, realizando los cálculos se obtuvo la distribución que se observa en el Cuadro 45.

Cables requeridos para soportar la fuerza de presfuerzo final			
Longitud (m)	Cables requeridos	Cables sin curvar	Cables por curvar
0	0	0	0
5	0	0	0
10	0	0	0
15	0	0	0
20	0	0	0
25	0	0	0
30	0.67	0	2
35	1.37	2	2
40	2.07	2	2
45	2.67	2	2
50	3.19	4	2
55	3.56	4	2
60	3.74	4	2
62.5	3.74	4	2
65	3.74	4	2
70	3.56	4	2
75	3.19	4	2
80	2.67	2	2
85	2.07	2	2
90	1.37	2	2
95	0.67	0	2
100	0	0	0
105	0	0	0
110	0	0	0
115	0	0	0
120	0	0	0
125	0	0	0

Cuadro 45: Cables requeridos para soportar la fuerza de presfuerzo final

Se verificó si los cables sin curvar son suficientes para soportar los momentos que se realizan sobre la sección, para ello se ejemplificó el cálculo de la verificación en la dovela a $L/2$, debido en ella se realizan los momentos máximos durante la etapa de servicio del puente, el cálculo se observa en la Figura 127. Este cálculo se replica en cada una de las dovelas, para obtener los resultados mostrados en el Cuadro 46.

Esfuerzos de tensión debido a cable sin curvar

$P_{\text{cablesincurvar}} := 4 \cdot Fps = (2.155 \cdot 10^6) \text{ kgf}$ Cables sin curvar requeridos en la dovela a L/2

$$\sigma = \frac{P_{\text{cablesincurvar}}}{A} - \frac{P_{\text{cablesincurvar}} \cdot e' \cdot Cs}{I} + \frac{M_{\text{dead}} \cdot Cs}{I} + \frac{0.8 \cdot M_{\text{live}} \cdot Cs}{I} \quad \text{Ecuación No.14}$$

$\sigma := 7.99 \cdot 10^4 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$ Esfuerzo de tensión en cable sin curvar

$\sigma_{\text{tension}} := 0$ Esfuerzos permisibles de tensión al momento de la transferencia

$\text{Verificación} := \text{if}(\sigma_{\text{tension}} > \sigma, \text{"OK"}, \text{"ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA"})$

$\text{Verificación} = \text{"ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA"}$

Figura 127: Cálculo de esfuerzos de tensión de cables sin curvar durante servicio

Esfuerzo de tensión		
Longitud (m)	Esfuerzo de cables sin curvar (kgf/m ²)	Verificación
0	-313,301.49	OK
5	-272,404.07	OK
10	-231,892.51	OK
15	-168,769.57	OK
20	-103,762.98	OK
25	-12,057.99	OK
30	84,231.06	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
35	-31,541.55	OK
40	64,193.44	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
45	147,485.09	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
50	-1,695.45	OK
55	50,810.58	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
60	76,226.26	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
62.5	79,925.82	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
65	76,226.26	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
70	50,810.58	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
75	-1,695.45	OK
80	147,485.09	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
85	64,193.44	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
90	-31,541.55	OK
95	84,231.06	ERROR, SE REQUIERE CABLE EXTRA
100	-12,057.99	OK
105	-103,762.98	OK
110	-168,769.57	OK
115	-231,892.51	OK
120	-272,404.07	OK
125	-313,301.49	OK

Cuadro 46: Esfuerzos de tensión en cables sin curvar para presfuerzo final

Al ver que el número de cables sin curvar colocados no es suficiente para contrarrestar los momentos que se den en la sección de análisis, es necesario añadir cable extra induciéndolo al centroide de la sección que requiere este cable adicional, para esto se ejemplifica en la Figura 128, el cálculo de los esfuerzos de tensión que son generados en la dovela a $L/2$, verificando que estos esfuerzos no excedan el límite permisible a tensión del elemento. Asimismo se realizó con cada una de las dovelas de análisis como se muestra en el Cuadro 47.

Esfuerzos de tensión generado por cables de 27 torones con excentricidad variable y cables de 27 torones sin excentricidad

$$P_{\text{cables sin curvar}} := 4 \cdot F_{ps} = (2.155 \cdot 10^6) \text{ kgf} \quad \text{Cables sin curvar requeridos en la dovela a } L/2$$

$$P_{\text{cables por curvar}} := 2 \cdot F_{ps} = (1.077 \cdot 10^6) \text{ kgf} \quad \text{Cables por curvar requeridos en la dovela a } L/2$$

$$\sigma = -\frac{P_{\text{Total}}}{A} - \frac{P_{\text{cables sin curvar}} \cdot e'1 \cdot Cs}{I} - \frac{P_{\text{cables por curvar}} \cdot e'2 \cdot Cs}{I} + \frac{M_{\text{dead}} \cdot Cs}{I} + \frac{0.8 \cdot M_{\text{live}} \cdot Cs}{I}$$

Ecuación No.14

$$\sigma := -70480.95 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{Esfuerzo de tensión}$$

$$\sigma_{\text{tension}} := 0 \quad \text{Esfuerzos permisibles de tensión al momento de la transferencia}$$

$$\text{Verificación} := \text{if}(\sigma_{\text{tension}} > \sigma, \text{"OK"}, \text{"ERROR NECESITA EXCENTRICIDAD"})$$

$$\text{Verificación} = \text{"OK"}$$

Figura 128: Cálculo de esfuerzos de tensión de cables sin curvar con excentricidad variables y cables por curvar sin excentricidad durante etapa de servicio

Esfuerzos de tensión		
Longitud (m)	Esfuerzos de tensión generado por cables de 27 torones con excentricidad variable y cables de 27 torones sin excentricidad (kgf/m ²)	Verificación
0	-313,301.49	OK
5	-272,404.07	OK
10	-231,892.51	OK
15	-168,769.57	OK
20	-103,762.98	OK
25	-12,057.99	OK
30	-44,734.59	OK
35	-165,949.03	OK
40	-75,112.50	OK
45	3,995.59	ERROR necesita excentricidad
50	-148,491.32	OK
55	-98,275.51	OK
60	-74,031.95	OK
62.5	-70,480.20	OK
65	-74,031.95	OK
70	-98,275.51	OK
75	-148,491.32	OK
80	3,995.59	ERROR necesita excentricidad
85	-75,112.50	OK
90	-165,949.03	OK
95	-44,734.59	OK
100	-12,057.99	OK
105	-103,762.98	OK
110	-168,769.57	OK
115	-231,892.51	OK
120	-272,404.07	OK
125	-313,301.49	OK

Cuadro 47: Esfuerzos de tensión de cables sin curvar con excentricidad variables y cables por curvar sin excentricidad durante etapa de servicio

Los cálculos realizados indican que las dovelas 45 y 80 que son de similar sección, se requiere que los cables tengan una excentricidad para poder soportar los momentos, al igual que en la fuerza inicial de presfuerzo, se utiliza la flexo-compresión tomando en cuenta los cables que se requieren sin curvar y por curvar, para el cálculo de esa excentricidad extra que indica la verificación, el resultado de este cálculo se observa en la Figura 129

Cálculo de excentricidad de cables por curvar en dovela a 45 y 80 metros del apoyo

$P_{cablesincurvar} := 2 \cdot Fps = (1.077 \cdot 10^6) \text{ kgf}$ Cables sin curvar requeridos en la dovela

$P_{cableporcurvar} := 2 \cdot Fps = (1.077 \cdot 10^6) \text{ kgf}$ Cables por curvar requeridos en la dovela

$$\sigma = -\frac{P_{cablesincurvar}}{A} - \frac{P_{cablesincurvar} \cdot e'1 \cdot Cs}{I} - \frac{P_{cableporcurvar} \cdot e'2 \cdot Cs}{I} + \frac{M_{dead} \cdot Cs}{I} + \frac{0.8 \cdot M_{live} \cdot Cs}{I}$$

Ecuación No.14

$\sigma := 0$ Límite de tensión permisible al momento de la transferencia

$$e'2 = -\left(\frac{M_{dead} \cdot Cs}{I} - \frac{0.8 \cdot M_{live} \cdot Cs}{I} + \frac{P_{Total}}{A} + \frac{P_{cablesincurvar} \cdot e'1 \cdot Cs}{I}\right) \cdot \left(\frac{I}{P_{cableporcurvar} \cdot Cs}\right)$$

$$e'2 = 0.12 \text{ m}$$

Figura 129: Cálculo de excentricidades requeridas

Luego de tener las excentricidades que hacen que nuestros cables de presfuerzo logren cumplir con los esfuerzos máximos permisibles en las dovelas de análisis, se verifica nuevamente los esfuerzos generados en tensión teniendo como resultados lo que se muestra en el Cuadro 48.

Esfuerzos de tensión		
Longitud (m)	Esfuerzos de tensión generado por cables de 27 torones con excentricidad variable y cables de 27 torones sin excentricidad y con excentricidad (kgf/m ²)	Verificación
0	-313,301.49	OK
5	-272,404.07	OK
10	-231,892.51	OK
15	-168,769.57	OK
20	-103,762.98	OK
25	-12,057.99	OK
30	-44,734.59	OK
35	-165,949.03	OK
40	-75,112.50	OK
45	0.00	OK
50	-148,491.32	OK
55	-98,275.51	OK
60	-74,031.95	OK
62.5	-70,480.20	OK
65	-74,031.95	OK
70	-98,275.51	OK
75	-148,491.32	OK
80	0.00	OK
85	-75,112.50	OK
90	-165,949.03	OK
95	-44,734.59	OK
100	-12,057.99	OK
105	-103,762.98	OK
110	-168,769.57	OK
115	-231,892.51	OK
120	-272,404.07	OK
125	-313,301.49	OK

Cuadro 48: Verificación de esfuerzos de tensión para presfuerzo final

Con los esfuerzos de tensión cumpliendo con los límites admisibles, se verifica que en las dovelas donde se introdujo cables en la zona inferior para soportar la compresión no exceda con los esfuerzos admisibles durante servicio, utilizando las ecuaciones de compresión dadas en la Figura 124, se obtiene los cálculos de esfuerzos de compresión como se muestra en el Cuadro 49, donde se ve que en las dovelas se cumple con los esfuerzos de compresión admisibles.

Esfuerzos de compresión			
Longitud (m)	Esfuerzos de compresión permisible en el concreto al momento de la transferencia (kgf/m ²)	Esfuerzos de compresión generado por cables de 27 torones con excentricidad variable y cables de 27 torones sin excentricidad y con excentricidad (kgf/m ²)	Verificación
35	-1,890,000.00	-2,329,267.24	OK
40	-1,890,000.00	-2,433,161.85	OK
45	-1,890,000.00	-2,523,452.08	OK
50	-1,890,000.00	-3,680,983.35	OK
55	-1,890,000.00	-3,740,669.92	OK
60	-1,890,000.00	-3,769,734.17	OK
62.5	-1,890,000.00	-3,773,902.66	OK
65	-1,890,000.00	-3,769,734.17	OK
70	-1,890,000.00	-3,740,669.92	OK
75	-1,890,000.00	-3,680,983.35	OK
80	-1,890,000.00	-2,523,452.08	OK
85	-1,890,000.00	-2,433,161.85	OK
90	-1,890,000.00	-2,329,267.24	OK

Cuadro 49: Verificación de esfuerzos de compresión durante servicio

Al igual que en el arreglo de presfuerzo inicial, se realiza el arreglo de presfuerzo mediante dibujo para mostrar gráficamente lo calculado, tomando en cuenta las excentricidades tomadas para que los cables cumplan con las verificaciones de esfuerzos ya sea a tensión y compresión, este arreglo se muestra en la Figura 131.



Figura 130: Arreglo de presfuerzo durante servicio



Figura 131: Arreglo de presfuerzo durante servicio

K. Diseño a corte durante servicio

Utilizando las misma metodología de diseño en la etapa durante construcción, se realiza el cálculo del cortante en la etapa de servicio, tomando en cuenta solo las dovelas donde se requiere acero de presfuerzo, esto debido a que existen dovelas donde no se esta utilizando, debido que al momento de volverse una estructura hiperestatica se requieren cables de continuidad para reducir los momentos que se generan, es por ello que solo las zonas cercanas al centro de la estructura requieren de acero de presfuerzo.

Siguiendo los pasos que se muestran en las figuras No. 108 y 109, solo que tomando en cuenta los datos que varían a comparación de la etapa de construcción, como lo es la fuerza que ejerce el acero de presfuerzo, el área de torones colocados en la dovela, los cortantes debidos a la carga muerta y viva, así como el momento último generado sobre la viga hiperestatica; Se calcula el factor que indica la capacidad que posee el concreto a ser fisurado diagonalmente (θ) y la resistencia nominal en el concreto en las dovelas mencionadas en el párrafo anterior, el resultado de este cálculo se puede observar en el Cuadro 50.

Verificación de requerimiento de acero transversal				
Longitud (m)	ϵ_s	β	Vc (kgf)	Requerimiento de acero transversal
30	0.006	0.873	9.97E+04	Requiere acero transversal
35	0.006	0.873	9.18E+04	Requiere acero transversal
40	0.006	0.873	8.53E+04	Requiere acero transversal
45	0.006	0.873	8.00E+04	Requiere acero transversal
50	0.006	0.873	7.61E+04	Requiere acero transversal
55	0.006	0.873	7.35E+04	Requiere acero transversal
60	0.006	0.873	7.22E+04	Requiere acero transversal
62.5	0.006	0.873	7.20E+04	Requiere acero transversal
65	0.006	0.873	7.22E+04	Requiere acero transversal
70	0.006	0.873	7.35E+04	Requiere acero transversal
75	0.006	0.873	7.61E+04	Requiere acero transversal
80	0.006	0.873	8.00E+04	Requiere acero transversal
85	0.006	0.873	8.53E+04	Requiere acero transversal
90	0.006	0.873	9.18E+04	Requiere acero transversal
95	0.006	0.873	9.97E+04	Requiere acero transversal

Cuadro 50: Verificación de requerimiento de acero transversal

Debido a que las secciones requieren acero transversal, se propuso utilizar el mismo acero que se uso para la etapa de construcción, proponiendo estribos de varilla 4 grado 60, con una separación entre ellos de 20 centímetros. Como se observa en la Figura 110 y siguiendo el mismo procedimiento para cada dovela se obtiene los resultados que se muestran en el Cuadro 51.

Corte nominal del acero transversal		
Longitud (m)	θ	Vs (kgf)
30	50	4.26E+08
35	50	3.92E+08
40	50	3.64E+08
45	50	3.42E+08
50	50	3.25E+08
55	50	3.14E+08
60	50	3.08E+08
62.5	50	3.08E+08
65	50	3.08E+08
70	50	3.14E+08
75	50	3.25E+08
80	50	3.42E+08
85	50	3.64E+08
90	50	3.92E+08
95	50	4.26E+08

Cuadro 51: Corte nominal del acero transversal durante servicio

Para verificar que nuestra superestructura no tenga fallas a corte, se debe de garantizar que posea el acero mínimo, esto siguiendo los pasos que se muestran en la Figura 111, tomando en cuenta que la separación utilizada es de 20 centímetros, se obtiene los resultados que se muestran en el Cuadro 52.

Verificación de acero mínimo		
Longitud (m)	Acero mínimo (m^2)	Verificación de acero mínimo
30	5.92E-08	Sí cumple
35	5.92E-08	Sí cumple
40	5.92E-08	Sí cumple
45	5.92E-08	Sí cumple
50	5.92E-08	Sí cumple
55	5.92E-08	Sí cumple
60	5.92E-08	Sí cumple
62.5	5.92E-08	Sí cumple
65	5.92E-08	Sí cumple
70	5.92E-08	Sí cumple
75	5.92E-08	Sí cumple
80	5.92E-08	Sí cumple
85	5.92E-08	Sí cumple
90	5.92E-08	Sí cumple
95	5.92E-08	Sí cumple

Cuadro 52: Verificación de acero mínimo durante servicio

Al obtener que el acero propuesto cumple con el acero mínimo para evitar las fallas a corte, se verificó que el espaciamiento propuesto no excediera el máximo permisible, siguiendo los pasos que se muestran en la Figura 112, para verificar que el espaciamiento cumpla, se debe de calcular el esfuerzo que se puede producir en el concreto, tomando en cuenta los factores de resistencia, se obtuvieron como resultados lo que se muestra en el Cuadro 53.

Verificación de espaciamiento máximo			
Longitud (m)	Esfuerzo a corte en el concreto (kgf/m ²)	Espaciamiento máximo permisible (m)	Verificación de espaciamiento
30	6.88E+05	0.3	Sí cumple
35	6.30E+05	0.3	Sí cumple
40	5.45E+05	0.3	Sí cumple
45	4.43E+05	0.6	Sí cumple
50	3.44E+05	0.6	Sí cumple
55	2.17E+05	0.6	Sí cumple
60	8.91E+04	0.6	Sí cumple
62.5	3.79E+04	0.6	Sí cumple
65	8.91E+04	0.6	Sí cumple
70	2.17E+05	0.6	Sí cumple
75	3.44E+05	0.6	Sí cumple
80	4.43E+05	0.6	Sí cumple
85	5.45E+05	0.3	Sí cumple
90	6.30E+05	0.3	Sí cumple
95	6.88E+05	0.3	Sí cumple

Cuadro 53: Verificación de espaciamiento máximo

Al tener todas las verificaciones correspondientes que corresponden al diseño a corte de la superestructura, se debe de verificar que el corte nominal, este corresponde al corte otorgado por el acero transversal y el concreto, el cálculo se realiza como se muestra en la Figura 113, la verificación del corte nominal en cada dovela se muestra en el Cuadro 54.

Verificación de corte nominal	
Longitud (m)	Verificación de corte nominal
30	Sí cumple
35	Sí cumple
40	Sí cumple
45	Sí cumple
50	Sí cumple
55	Sí cumple
60	Sí cumple
62.5	Sí cumple
65	Sí cumple
70	Sí cumple
75	Sí cumple
80	Sí cumple
85	Sí cumple
90	Sí cumple
95	Sí cumple

Cuadro 54: Verificación de corte nominal

Debido a la vulnerabilidad del país a desastres naturales por la ubicación en la que se encuentra, se buscó una solución a los puentes tradicionales que se ubican en el país. Dado a que la mayoría de puentes poseen apoyos intermedios ubicados en el cauce del río, y dado que la mayoría de ríos poseen la característica de provocar socavamiento y arrastre por sus caudales excesivos a la hora de tormentas tropicales o huracanes, es por ello que se utilizó la tipología de puentes de voladizos contrapesados como una solución viable para la solución a estas problemáticas. Por lo que se procedió al diseño geométrico de las secciones que fueron utilizadas para el análisis bajo los requisitos de las especificaciones AASHTO LRFD 2017 de los capítulos del 1 al 5, que se encuentran vigentes en el país bajo la Asociación Guatemalteca de Ingeniero Estructural y Sísmica.

Dicha normativa en el capítulo 3 menciona el modelo matemático HL-93 que describe el comportamiento de la carga viva para el diseño de puentes bajo estos requisitos. Este modelo describe diferentes combinaciones de carga que pueden llegar a ser críticas para la estructura ya sea durante construcción o durante servicio, sin embargo en el país se encuentra vigente el acuerdo gubernativo 379-2010 el cual indica los trenes de carga viva que se transitan en el país, dado que una parte del país se dedica a la exportación de azúcar, los puentes del país deben de quedar diseñados para el tren de carga viva T3-S2-R4. Debido a que este tren gobierna sobre las demás cargas mencionadas en este acuerdo, y que la normativa accede al uso de distintos modelos de carga viva para el diseño de puentes, se procedió a utilizarlo para la etapa de servicio.

Dentro del diseño elaborado, se realizó el predimensionamiento de un puente de 125 metros de longitud. Para ello se utilizaron referencias de puentes de similar longitud, para obtener parámetros de lo que son las alturas de la viga cajón ya sea en el apoyo o al centro de la longitud total de la superestructura. Tomando en cuenta el procedimiento constructivo a utilizar que es el de voladizos sucesivos, se procedió con la integración de cargas para la etapa de construcción para la cual se utilizó un arreglo de presfuerzo para cumplir con los controles en las secciones tanto en tensión como a compresión al momento de la transferencia. Debido a esto las solicitaciones de los arreglos de presfuerzos requerido a flexión negativa fueron de

8 ductos los cuales contenían un total de 27 torones con una fuerza inicial de 538 toneladas cada uno para así cumplir con las solicitaciones, en cambio para la etapa de servicio se tiene una flexión positiva actuante, para la cual se utilizó un arreglo de presfuerzo de 6 ductos los cuales contenían un total de 27 torones con una fuerza de 430 toneladas debido a que se asumió una pérdida del 20 por ciento a lo largo de la vida útil del elemento.

Para realizar el diseño y cálculo de lo anterior mencionado, se procedió a realizar las demanda capacidad que la estructura era capaz de desarrollar. Es por ello que se realizó a base de la herramienta de hoja electrónica EXCEL la memoria de cálculo para las verificaciones de flexiones negativas y positivas tanto en la etapa de construcción como en la etapa de servicio.

Es importante utilizar las especificaciones vigentes ya sea nacionales o internacionales, de acuerdo a lo que se está usando alrededor del mundo, para así dejar de utilizar metodologías antiguas como lo es la ASD e implementar metodologías optimizadas de diseño como los es la LRFD.

Se recomienda tanto a las entidades privadas y gubernamentales la utilización de estructuras hiperestáticas, ya que poseen un comportamiento más eficiente desde el punto de vista económico, debido a que existe una redistribución de momentos positivos hacia la flexión negativa, lo cual los vuelve distintos que las estructuras tradicionales que solo poseen flexión positiva en la estructura, ésta redistribución hace que los peraltes de las secciones se reduzcan, por lo que los costos de la estructura disminuyen.

La construcción de estructuras hiperestáticas en el país pudieran solucionar el problema de los socavamientos y arrastré sobre las pilas centrales del puente, dejándolas expuestas a impacto, agrietamiento y corrosión, por lo que el uso de estas estructuras evita la utilización de pilas centrales y hace que la estructura sea unificada de apoyo a apoyo.

Utilizar los sistemas de presfuerzo, ya que permite al concreto llegar a su máxima capacidad de resistencia, ésto es debido a que no se diseña la sección como una sección agrietada lo que lo diferencia del concreto reforzado, ya que en el diseño de concreto reforzado se debe de asumir que la sección de análisis se encuentra agrietada por lo que el concreto nunca llega a su máxima capacidad, además que permite elementos de mayores longitudes y reducción de secciones de los elementos que conforman las superestructura.

A la Universidad del Valle de Guatemala, agregar cursos del diseño de elementos postensados en la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil, para que el país posea ingenieros actualizados en estos sistemas de construcción y se tengan propuestas innovadora.

A la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), desarrollar la normativa para el diseño de estructuras presforzadas, añadiendolos a la NSE 5.2 edición 2018.

-
- [1] Plaza Pública. (28 de jun. de 2018). Guatemala está expuesta a toda clase de desastres, excepto a tormentas de nieve (por el momento), Plaza Pública, dirección: <https://www.plazapublica.com.gt/content/guatemala-esta-expuesta-toda-clase-de-desastres-excepto-tormentas-de-nieve-por-el-momento> (visitado 16-09-2019).
 - [2] Prensa Libre. (10 de jun. de 2018). Pérdidas por desastres en Guatemala suman Q29 mil millones – Prensa Libre, dirección: <https://www.prensalibre.com/economia/hablemos-de-dinero/perdidas-por-desastres-en-guatemala-suman-q29-mil-millones/> (visitado 16-09-2019).
 - [3] —, (28 de jul. de 2016). Hay 165 puentes con daños que necesitan reparación – Prensa Libre, dirección: <https://www.prensalibre.com/guatemala/comunitario/hay-165-puentes-con-daos-que-necesitan-reparacion/> (visitado 16-09-2019).
 - [4] J. E. G. Escobar, “Universidad de San Carlos de Guatemala Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil”, pág. 151,
 - [5] A. S. of Civil Engineers, ed., *Minimum design loads for buildings and other structures*, ASCE standard, OCLC: ocn595738784, Reston, Va: American Society of Civil Engineers : Structural Engineering Institute, 2010, 608 págs., ISBN: 978-0-7844-1085-1.
 - [6] American Concrete Institute, Comité ACI 318 y Comité ACI 318, *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14) y comentario (ACI 318SR-14): (Versión en español y en sistema métrico SI)*. 2015, OCLC: 970586519, ISBN: 978-0-87031-964-8.
 - [7] American Association of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO LRFD bridge design specifications, Part I: Sections 1-6*. 2017, OCLC: 1009785464, ISBN: 978-1-56051-654-5.
 - [8] AGIES, *Puentes de tamaño y altura limitados*. 2018, 112 págs.
 - [9] A. Rodríguez, *Puentes con AASHTO LRFD 2014*, 7th. Perú: Prometeo, Desencadenado, 2017, 314 págs.

- [10] J. Llombart. (18 de sep. de 2005). Puente Arcos de Alconétar, Embalse de Alcántara, José Antonio Llombart, dirección: <http://www.jallombart.com/puente-arcos-de-alconetar-embalse-de-alcantara/> (visitado 22-07-2019).
- [11] J. Navarro. (2015). Definición de Puente Colgante » Concepto en Definición ABC, dirección: <https://www.definicionabc.com/general/puente-colgante.php> (visitado 02-08-2019).
- [12] A. Villarino, “Puentes”, en *Ingeniería técnica de Topografía*, Escuela Politécnica superior de Ávila, 2016, pág. 43.
- [13] J. F. Constanzo, “Informe estructuras k-truss”, dirección: https://www.academia.edu/36734567/Informe_estructuras_K-Truss (visitado 04-08-2019).
- [14] V. Yepes. (). Los puentes de sección en cajón de hormigón postesado – El blog de Víctor Yepes, dirección: <https://victoryepes.blogs.upv.es/2018/02/09/los-puentes-de-seccion-en-cajon-de-hormigon-postesado/> (visitado 22-07-2019).
- [15] C. Fernandez. (). CFCSL Puente Almodovar. Córdoba. España. 1964 - CFCSL, dirección: <https://www.cfcsl.com/puente-almodovar-cordoba-espana-1964/> (visitado 02-08-2019).
- [16] DeGuate. (). Historia del puente el incienso en la ciudad de guatemala, dirección: <http://www.deguate.com/artman/publish/infraestructura-guatemala/historia-puente-el-incienso-en-la-ciudad-de-guatemala.shtml> (visitado 30-08-2019).
- [17] Hemeroteca PL. (). Puente El Naranjo cumple 15 años – Prensa Libre, dirección: <https://www.prensalibre.com/uncategorized/puente-el-naranjo-cumple-15-aos/> (visitado 30-08-2019).
- [18] —, (). 1980: puente sobre Río Dulce trajo desarrollo a la región – Prensa Libre, dirección: <https://www.prensalibre.com/hemeroteca/historia-del-puente-de-rio-dulce/> (visitado 30-08-2019).
- [19] Gabriela .Aprende Guatemala". (). Puente de Río Dulce en Izabal, Guatemala | Aprende Guatemala.com, dirección: <https://aprende.guatemala.com/cultura-guatemalteca/patrimonios/puente-rio-dulce-izabal-guatemala/> (visitado 30-08-2019).
- [20] S. Ates, “Numerical modelling of continuous concrete box girder bridges considering construction stages”, *Applied Mathematical Modelling*, vol. 35, n.º 8, págs. 3809-3820, 1 de ago. de 2011, ISSN: 0307-904X. DOI: 10.1016/j.apm.2011.02.016. dirección: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0307904X11000734> (visitado 31-08-2019).
- [21] Highest Bridges. (). Mtentu Bridge - HighestBridges.com, dirección: http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Mtentu_Bridge (visitado 31-08-2019).
- [22] Wiecom, *Balanced Cantiliver Bridges*. dirección: www.wiecon.com.tw.
- [23] Cumartesi. (). “Beylerderesi Göleti Mayıs Ayında Hizmet Girecek”, “Beylerderesi Göleti Mayıs Ayında Hizmet Girecek”, dirección: <http://www.yenimalatya.com.tr/malatya/beylerderesi-goleti-mayis-ayinda-hizmete-girecek-h17560.html> (visitado 01-09-2019).
- [24] L. Acevedo, “ANÁLISIS Y DISEÑO DE VIGAS CAJÓN EN CONCRETO PARA PUENTES VEHICULARES”, pág. 148, 2004.

- [25] D. Herrera. (). SISTEMAS ESTÁTICAMENTE DETERMINADOS, Scribd, dirección: <https://es.scribd.com/doc/122781327/SISTEMAS-ESTATICAMENTE-DETERMINADOS> (visitado 22-07-2019).
- [26] Vasco, U, “Líneas de influencia en estructuras Isostáticas”, en *Estabilidad*, Departamento de Ingeniería Mecánica, 2018, pág. 14.
- [27] J. Llopis, “Análisis y dimensionamiento de puentes construidos por Voladizos Sucesivos con Dovelas In Situ”, Tesis doct., Universidad de Sevilla, 2014, 166 págs.
- [28] ULMA. (). Carro de avance CVS | ULMA Construction, dirección: <https://www.ulmaconstruction.com/es/encofrados/encofrado-puentes/carro-avance-cvs> (visitado 22-07-2019).
- [29] V. Yepes. (). cimbra autoportante – Procedimientos de #construcción, dirección: <https://procedimientosconstruccion.blogs.upv.es/tag/cimbra-autoportante/> (visitado 02-08-2019).
- [30] American Association of State Highway and Transportation Officials, *AASHTO LRFD bridge design specifications, U.S. customary units*. 2014, OCLC: 910661307, ISBN: 978-1-68015-227-2. dirección: <http://app.knovel.com/hotlink/toc/id:kpAASHT06E/aashto-lrfd-bridge> (visitado 22-07-2019).
- [31] Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda, *Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehiculos automoteres de carga y sus combinaciones*. Dirección General de Caminos, 2010, 20 págs. dirección: <https://www.caminos.gob.gt/files/Desc-Reglamento-CtrlPesosyDim-AG3792010.pdf>.
- [32] L. Meza, “CONCRETO PRESFORZADO Y POSTENSADO”, pág. 89, 2017.
- [33] C. Vallecilla, “Puentes en concreto postensado”, Tesis doct., Universidad de La Salle, Bogotá, 2009, 520 págs.
- [34] Freyssinet, *El pretensado sistema freyssinet*. Paris: Susrainable Technology Freyssinet, 2014, 36 págs.
- [35] (). DYWIDAG-Systems International Group, dirección: <https://www.dywidag-systems.com/es/> (visitado 15-08-2019).
- [36] VSL. (). Postensado para Obras Civil, Edificaciones y Pavimentos -, dirección: <http://www.vslchile.cl/soluciones/postensado-para-obras-civil-edificaciones-y-pavimentos/> (visitado 06-08-2019).
- [37] M. Quispe, “Diseño de un Puente Viga Cajón Curvo Post-Tensado, Como Propuesta Para la Construcción de un Puente Sobre el Rio Huasamayo, Distrito de Yunga, Provincia de General. Sánchez Cerro - Moquegua”, *Universidad Católica de Santa María - UCSM*, 30 de mayo de 2018. dirección: <http://tesis.ucsm.edu.pe:80/repositorio/handle/UCSM/7804> (visitado 10-08-2019).
- [38] P. K. Santhalia, “Practical Design of Balanced Cantilever Bridges - Piyush Santhalia”, dirección: <https://www.slideshare.net/PiyushKumarSanthalia/practical-design-of-balanced-cantilever-bridges-piyush-santhalia> (visitado 03-10-2019).

A. Memoria de cálculo

Dimensiones		Propiedades geométricas				Función simple	
Distancia (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Base (m)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centro de Inercia (m)	Centro de gravedad (m)
121	0	8.46	11.5461	54.1236	144.6771	102.0101	4.3993
124	1	8.25	11.4095	481.1753	140.3223	99.8981	4.8186
121	2	8.18	11.2712	458.1654	136.6914	96.8994	4.7188
122	3	7.95	11.1363	438.1493	133.3625	94.0323	4.6598
121	4	7.81	11.0031	418.1432	130.3732	91.3546	4.5822
120	5	7.64	10.8728	398.6473	126.4016	88.5642	4.5077
119	6	7.53	10.7444	380.8427	123.3656	85.9589	4.4303
118	7	7.38	10.6184	363.4922	120.6211	83.4509	4.3503
117	8	7.25	10.4946	346.9594	118.0721	80.9960	4.2677
116	9	7.12	10.3730	331.3111	114.6107	78.4543	4.2130
115	10	6.96	10.2537	316.2120	111.3369	76.3496	4.1416
114	11	6.86	10.1364	301.8322	108.3488	74.1489	4.0724
113	12	6.75	10.0218	288.1391	105.6448	72.0471	4.0064
112	13	6.61	9.9093	275.4584	103.0225	69.9415	3.9536
111	14	6.48	9.7996	263.6970	100.4906	67.9476	3.8711
110	15	6.37	9.6928	252.3928	98.0373	66.0279	3.8077
109	16	6.26	9.5881	241.5621	95.6508	64.1626	3.7446
108	17	6.14	9.4853	231.6819	93.3195	62.3681	3.6827
107	18	6.03	9.3850	222.6373	91.0418	60.6368	3.6230
106	19	5.93	9.2872	214.2747	88.8160	58.9676	3.5652
105	20	5.82	9.1924	206.6011	86.6207	57.3571	3.5094
104	21	5.72	9.0998	199.3471	84.4542	55.8059	3.4474
103	22	5.62	9.0092	192.4300	82.3153	54.3116	3.3877
102	23	5.52	8.9202	185.8584	80.2022	52.8727	3.3310
101	24	5.42	8.8327	179.6394	78.1138	51.4880	3.2841
100	25	5.33	8.7465	173.7673	76.0486	50.1559	3.2311
99	26	5.24	8.6618	168.1457	74.0071	48.8753	3.1811
98	27	5.15	8.5788	162.7771	72.0007	47.6446	3.1331
97	28	5.06	8.4974	157.6648	70.0295	46.4628	3.0880
96	29	4.98	8.4175	152.8097	68.0947	45.3284	3.0371
95	30	4.89	8.3392	148.2128	66.1962	44.2401	2.9901
94	31	4.82	8.2622	143.8753	64.3344	43.1976	2.9471
93	32	4.74	8.1874	139.7982	62.5097	42.1989	2.9084
92	33	4.67	8.1148	135.9827	60.7236	41.2436	2.8630
91	34	4.60	8.0434	132.4284	58.9769	40.3291	2.8214
90	35	4.53	7.9732	129.1359	57.2690	39.4544	2.7834
89	36	4.46	7.9041	126.0957	55.5993	38.6228	2.7477
88	37	4.40	7.8362	123.2999	53.9674	37.8287	2.7094
87	38	4.34	7.7694	120.7401	52.3731	37.0663	2.6746
86	39	4.28	7.7038	118.4168	50.8169	36.3360	2.6427
85	40	4.22	7.6393	116.2307	49.2982	35.6370	2.6031
84	41	4.17	7.5758	114.1821	47.8167	34.9689	2.5771
83	42	4.12	7.5133	112.2714	46.3720	34.3311	2.5477
82	43	4.07	7.4519	110.4891	44.9639	33.7244	2.5195
81	44	4.02	7.3915	108.8358	43.5920	33.1489	2.4956
80	45	3.98	7.3322	107.3119	42.2569	32.6046	2.4671
79	46	3.93	7.2739	105.9178	40.9582	32.0917	2.4430
78	47	3.88	7.2164	104.6539	39.6955	31.6096	2.4203
77	48	3.84	7.1598	103.5207	38.4684	31.1579	2.3989
76	49	3.80	7.1040	102.5188	37.2764	30.7360	2.3799
75	50	3.76	7.0491	101.6484	36.1191	30.3438	2.3624
74	51	3.72	7.0000	100.9000	35.0868	29.9899	2.3471
73	52	3.74	7.2754	98.9794	34.0955	29.6711	2.3250
72	53	3.71	7.2428	98.8781	33.1333	29.3911	2.3111
71	54	3.68	7.2124	97.9347	32.2012	29.1496	2.3004
70	55	3.67	7.2146	97.1024	31.2989	29.1188	2.2909
69	56	3.65	7.1998	96.3791	30.4262	29.1249	2.2789
68	57	3.64	7.1854	95.7624	29.5827	29.1667	2.2703
67	58	3.62	7.1746	95.2530	28.7656	29.2331	2.2631
66	59	3.62	7.1671	94.8464	27.9737	29.3250	2.2574
65	60	3.60	7.1620	94.5424	27.2062	29.4427	2.2531
64	61	3.60	7.1588	94.3403	26.4627	29.5860	2.2502
63	62	3.60	7.1571	94.2394	25.7410	29.7563	2.2483
62.5	62.5	3.60	7.1571	94.2394	25.7410	29.7563	2.2484

Figura 133: Cálculo de propiedades geométricas por metro

X(m)	Y(m)	Elemento 1					Elemento 2					Elemento 3				
		A(m ²)	Y(m)	AY(m ³)	AY ² (m ⁴)	I _x (m ⁴)	A(m ²)	Y(m)	AY(m ³)	AY ² (m ⁴)	I _x (m ⁴)	A(m ²)	Y(m)	AY(m ³)	AY ² (m ⁴)	I _x (m ⁴)
0	8.40	2.250	8.288	18.647	154.531	0.000	1.130	8.005	9.059	72.519	0.005	6.843	4.185	28.631	119.841	15.900
1	8.25	2.250	8.135	18.304	148.906	0.000	1.130	7.852	8.807	69.794	0.005	6.700	4.039	27.541	113.162	14.952
2	8.10	2.250	7.982	17.962	143.468	0.000	1.130	7.700	8.717	67.145	0.005	6.556	4.004	26.487	106.836	14.005
3	7.95	2.250	7.838	17.635	138.219	0.000	1.130	7.552	8.570	64.506	0.005	6.431	3.960	25.465	100.848	13.057
4	7.80	2.250	7.693	17.306	133.152	0.000	1.130	7.410	8.386	62.143	0.005	6.296	3.889	24.483	95.182	12.404
5	7.66	2.250	7.550	16.988	128.263	0.000	1.130	7.268	8.225	59.776	0.005	6.167	3.816	23.536	89.822	11.648
6	7.52	2.250	7.413	16.673	123.549	0.000	1.130	7.128	8.096	57.493	0.005	6.039	3.746	22.623	84.755	10.932
7	7.39	2.250	7.273	16.362	119.001	0.000	1.130	6.988	7.913	55.295	0.005	5.913	3.679	21.744	79.965	10.265
8	7.25	2.250	7.137	16.055	114.619	0.000	1.130	6.852	7.758	53.177	0.005	5.789	3.610	20.899	75.436	9.634
9	7.11	2.250	7.005	15.750	110.396	0.000	1.130	6.721	7.607	51.138	0.005	5.667	3.544	20.083	71.165	9.040
10	6.96	2.250	6.874	15.447	106.328	0.000	1.130	6.590	7.460	49.175	0.005	5.548	3.479	19.294	67.130	8.481
11	6.86	2.250	6.747	15.180	102.412	0.000	1.130	6.464	7.315	47.287	0.005	5.431	3.415	18.541	63.321	7.952
12	6.71	2.250	6.621	14.918	98.642	0.000	1.130	6.339	7.173	45.471	0.005	5.315	3.352	17.819	59.728	7.461
13	6.61	2.250	6.498	14.621	95.015	0.000	1.130	6.214	7.034	43.725	0.005	5.204	3.290	17.122	56.340	6.997
14	6.49	2.250	6.378	14.350	91.524	0.000	1.130	6.090	6.898	42.047	0.005	5.093	3.230	16.453	53.146	6.562
15	6.37	2.250	6.260	14.085	88.172	0.000	1.130	5.977	6.767	40.436	0.005	4.985	3.171	15.810	50.136	6.153
16	6.26	2.250	6.144	13.825	84.948	0.000	1.130	5.862	6.634	38.888	0.005	4.880	3.113	15.192	47.301	5.769
17	6.14	2.250	6.031	13.571	81.851	0.000	1.130	5.749	6.506	37.402	0.005	4.776	3.057	14.600	44.631	5.410
18	6.03	2.250	5.921	13.322	78.877	0.000	1.130	5.638	6.381	35.977	0.005	4.675	3.002	14.032	42.119	5.073
19	5.93	2.250	5.813	13.079	76.022	0.000	1.130	5.530	6.256	34.611	0.005	4.576	2.948	13.487	39.754	4.757
20	5.83	2.250	5.707	12.841	73.283	0.000	1.130	5.425	6.133	33.308	0.005	4.479	2.895	12.962	37.531	4.462
21	5.73	2.250	5.604	12.608	70.655	0.000	1.130	5.321	6.012	32.065	0.005	4.384	2.843	12.455	35.440	4.187
22	5.63	2.250	5.503	12.382	68.139	0.000	1.130	5.221	5.893	30.883	0.005	4.292	2.791	11.965	33.475	3.932
23	5.53	2.250	5.405	12.162	65.725	0.000	1.130	5.122	5.779	29.760	0.005	4.202	2.740	11.493	31.630	3.684
24	5.42	2.250	5.308	11.947	63.415	0.000	1.130	5.024	5.668	28.692	0.005	4.114	2.689	11.036	29.896	3.452
25	5.33	2.250	5.215	11.735	61.203	0.000	1.130	4.931	5.560	27.678	0.005	4.029	2.649	10.592	28.269	3.247
26	5.24	2.250	5.125	11.526	59.088	0.000	1.130	4.842	5.455	26.713	0.005	3.945	2.604	10.172	26.743	3.058
27	5.15	2.250	5.036	11.321	57.067	0.000	1.130	4.754	5.353	25.792	0.005	3.864	2.559	9.769	25.311	2.882
28	5.06	2.250	4.950	11.120	55.132	0.000	1.130	4.668	5.252	24.909	0.005	3.785	2.514	9.379	23.968	2.694
29	4.98	2.250	4.867	10.920	53.287	0.000	1.130	4.584	5.158	24.060	0.005	3.708	2.471	9.010	22.710	2.534
30	4.90	2.250	4.785	10.723	51.526	0.000	1.130	4.503	5.066	23.246	0.005	3.635	2.434	8.664	21.532	2.394
31	4.82	2.250	4.707	10.530	49.846	0.000	1.130	4.424	5.007	22.452	0.005	3.563	2.395	8.331	20.429	2.267
32	4.74	2.250	4.631	10.343	48.247	0.000	1.130	4.348	4.921	21.686	0.005	3.493	2.357	8.011	19.397	2.144
33	4.67	2.250	4.557	10.161	46.721	0.000	1.130	4.274	4.837	20.946	0.005	3.425	2.320	7.704	18.431	1.994
34	4.60	2.250	4.485	10.000	45.271	0.000	1.130	4.203	4.755	20.230	0.005	3.359	2.284	7.409	17.529	1.894
35	4.53	2.250	4.417	9.848	43.891	0.000	1.130	4.134	4.676	19.540	0.005	3.297	2.249	7.127	16.685	1.793
36	4.48	2.250	4.350	9.708	42.584	0.000	1.130	4.068	4.599	18.877	0.005	3.236	2.216	6.856	15.896	1.691
37	4.40	2.250	4.287	9.565	41.342	0.000	1.130	4.004	4.533	18.244	0.005	3.178	2.185	6.594	15.156	1.588
38	4.34	2.250	4.225	9.506	40.164	0.000	1.130	3.942	4.462	17.640	0.005	3.121	2.154	6.341	14.476	1.510
39	4.28	2.250	4.166	9.374	39.052	0.000	1.130	3.884	4.392	17.069	0.005	3.067	2.124	6.104	13.842	1.433
40	4.22	2.250	4.110	9.247	37.994	0.000	1.130	3.827	4.333	16.529	0.005	3.015	2.094	5.879	13.248	1.362
41	4.17	2.250	4.054	9.125	37.004	0.000	1.130	3.772	4.276	16.110	0.005	2.966	2.069	5.673	12.697	1.290
42	4.12	2.250	4.004	9.009	36.070	0.000	1.130	3.721	4.211	15.673	0.005	2.919	2.043	5.484	12.185	1.235
43	4.07	2.250	3.955	8.898	35.190	0.000	1.130	3.672	4.150	15.261	0.005	2.874	2.019	5.301	11.710	1.179
44	4.02	2.250	3.908	8.793	34.364	0.000	1.130	3.624	4.100	14.876	0.005	2.831	1.995	5.130	11.270	1.127
45	3.98	2.250	3.864	8.694	33.590	0.000	1.130	3.581	4.053	14.515	0.005	2.790	1.973	5.006	10.864	1.079
46	3.93	2.250	3.822	8.600	32.866	0.000	1.130	3.540	4.006	14.178	0.005	2.752	1.952	4.873	10.489	1.035
47	3.90	2.250	3.783	8.511	32.197	0.000	1.130	3.500	3.965	13.860	0.005	2.716	1.933	4.749	10.147	0.992
48	3.86	2.250	3.746	8.428	31.571	0.000	1.130	3.463	3.929	13.574	0.005	2.682	1.914	4.628	9.828	0.950
49	3.82	2.250	3.711	8.351	30.991	0.000	1.130	3.429	3.893	13.306	0.005	2.651	1.897	4.509	9.530	0.912
50	3.78	2.250	3.680	8.279	30.462	0.000	1.130	3.397	3.844	13.059	0.005	2.622	1.881	4.393	9.256	0.875
51	3.74	2.250	3.650	8.213	29.976	0.000	1.130	3.368	3.811	12.833	0.005	2.595	1.866	4.284	9.007	0.842
52	3.70	2.250	3.623	8.152	29.531	0.000	1.130	3.340	3.780	12.628	0.005	2.570	1.853	4.181	8.781	0.810
53	3.67	2.250	3.598	8.096	29.134	0.000	1.130	3.314	3.750	12.443	0.005	2.547	1.840	4.089	8.578	0.811
54	3.63	2.250	3.576	8.047	28.777	0.000	1.130	3.289	3.728	12.278	0.005	2.527	1.829	4.003	8.457	0.801
55	3.60	2.250	3.557	8.003	28.461	0.000	1.130	3.274	3.705	12.130	0.005	2.508	1.820	3.933	8.337	0.784
56	3.65	2.250	3.539	7.964	28.187	0.000	1.130	3.257	3.686	12.004	0.005	2.493	1.811	3.871	8.217	0.770
57	3.64	2.250	3.525	7.931	27.952	0.000	1.130	3.243	3.669	11.896	0.005	2.480	1.804	3.812	8.096	0.757
58	3.62	2.250	3.512	7.903	27.758	0.000	1.130	3.230	3.655	11.806	0.005	2.469	1.797	3.757	7.975	0.747
59	3.62	2.250	3.503	7.881	27.603	0.000	1.130	3.220	3.644	11.734	0.005	2.460	1.793	3.703	7.903	0.739
60	3.61	2.250	3.495	7.864	27.487	0.000	1.130	3.213	3.636	11.681	0.005	2.453	1.789	3.649	7.849	0.733
61	3.60	2.250	3.490	7.853	27.409	0.000	1.130	3.208	3.630	11.645	0.005	2.448	1.786	3.594	7.811	0.729
62	3.60	2.250	3.488	7.848	27.373	0.000	1.130	3.205	3.627	11.627	0.005	2.446	1.785	3.564	7.792	0.727
63	3.60	2.250	3.488	7.847	27.364	0.000	1.130	3.205	3.627	11.625	0.005	2.446	1.785	3.564	7.793	0.726

Figura 134: Propiedades geométricas de elementos para cálculo parte 1

Elemento 4					Elemento 5					Geometría			
A(m ²)	Y(m)	AY(m ³)	AY ² (m ⁴)	Iy(m ⁴)	A(m ²)	Y(m)	AY(m ³)	AY ² (m ⁴)	Iy(m ⁴)	YA	YAY	YAY ²	Yy
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	11.540	56.593	211.002	15.829
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	11.400	54.973	201.308	14.975
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	11.270	53.400	192.006	14.074
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	11.130	51.880	183.140	13.225
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	11.000	50.419	174.680	12.423
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	10.870	49.000	166.644	11.668
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	10.744	47.620	158.970	10.956
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	10.618	46.279	151.681	10.285
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	10.495	44.965	144.733	9.653
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	10.370	43.680	138.121	9.059
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	10.254	42.425	131.830	8.500
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	10.137	41.201	125.846	7.975
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	10.022	40.010	120.155	7.481
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	9.908	38.850	114.745	7.017
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	9.796	37.720	109.600	6.581
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	9.686	36.600	104.735	6.172
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	9.580	35.500	100.070	5.789
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	9.480	34.417	95.600	5.429
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	9.380	33.350	91.310	5.090
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	9.280	32.300	87.200	4.777
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	9.180	31.260	83.270	4.481
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	9.090	30.230	80.150	4.204
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.996	29.210	76.750	3.945
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.907	28.200	73.140	3.704
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.823	27.200	70.480	3.478
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.734	26.230	67.650	3.265
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.651	25.290	64.660	3.069
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.573	24.380	62.370	2.887
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.499	23.500	59.810	2.713
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.424	22.650	57.490	2.553
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.348	21.820	55.300	2.404
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.269	21.000	53.230	2.265
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.190	20.200	51.280	2.136
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.110	19.420	49.440	2.015
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	8.026	18.660	47.720	1.903
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.943	17.920	46.030	1.799
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.860	17.200	44.470	1.703
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.780	16.500	43.030	1.613
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.702	15.820	41.620	1.530
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.625	15.160	40.240	1.453
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.551	14.520	38.890	1.381
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.477	13.900	37.560	1.315
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.404	13.300	36.230	1.254
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.330	12.720	34.920	1.198
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.257	12.160	33.630	1.146
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.186	11.620	32.360	1.099
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.115	11.100	31.120	1.055
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	7.042	10.600	29.910	1.015
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.969	10.120	28.730	0.978
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.896	9.660	27.580	0.945
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.822	9.220	26.470	0.914
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.748	8.800	25.400	0.887
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.673	8.400	24.360	0.862
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.598	8.020	23.350	0.840
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.521	7.660	22.380	0.821
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.444	7.320	21.440	0.804
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.366	6.990	20.530	0.789
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.287	6.680	19.650	0.777
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.207	6.390	18.800	0.767
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.126	6.120	17.970	0.758
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	6.044	5.870	17.160	0.751
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	5.961	5.640	16.380	0.748
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	5.877	5.420	15.630	0.745
0.409	0.330	0.133	0.047	0.001	0.915	0.113	0.103	0.012	0.000	5.792	5.210	14.900	0.745

Figura 135: Propiedades geométricas de elementos para cálculo parte 2

Eje (m)	Tarea (m ³)	Módulo de elasticidad (kg/m ²)	Peso propio (kg/m ³)	Deflexiones					
				Deflexión absoluta a peso propio (m)	Deflexión absoluta a peso de proyección (m)	Deflexión absoluta a peso de proyección (m)	Deflexión absoluta a carga durante construcción (m)	Sumatoria de deflexiones (m)	Verificación
1	481.135443	3.10E+09	23750.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
2	450.165405	3.10E+09	23020.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
3	438.169258	3.10E+09	22676.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
4	418.1432351	3.10E+09	21448.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
5	599.0472539	3.10E+09	24904.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
6	380.8426561	3.10E+09	24796.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
7	345.4921631	3.10E+09	23484.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
8	546.9596489	3.10E+09	23166.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
9	331.2111023	3.10E+09	24893.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
10	316.912991	3.10E+09	24608.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
11	301.9222252	3.10E+09	24217.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
12	294.3391321	3.10E+09	24032.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
13	287.4057279	3.10E+09	23752.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
14	541.3019242	3.10E+09	23254.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
15	540.2620681	3.10E+09	23004.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
16	540.2620681	3.10E+09	22754.7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
17	229.681847	3.10E+09	22512.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
18	210.6222346	3.10E+09	22274.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
19	210.0746941	3.10E+09	21978.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
20	201.0018	3.10E+09	21642.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
21	192.3971927	3.10E+09	21584.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
22	184.210924	3.10E+09	21584.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
23	176.4506232	3.10E+09	21378.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
24	169.096138	3.10E+09	21167.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
25	162.1132929	3.10E+09	20962.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
26	155.4965823	3.10E+09	20762.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
27	149.2210722	3.10E+09	20572.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
28	143.2929222	3.10E+09	20378.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
29	137.4929222	3.10E+09	20181.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
30	131.8132929	3.10E+09	19980.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
31	127.1482376	3.10E+09	19843.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
32	122.5621262	3.10E+09	19676.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
33	118.0688344	3.10E+09	19514.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
34	113.8255415	3.10E+09	19357.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
35	109.8202938	3.10E+09	19206.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
36	106.0471892	3.10E+09	19060.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
37	102.500683	3.10E+09	18919.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
38	99.1447941	3.10E+09	18784.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
39	95.9926274	3.10E+09	18655.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
40	93.0392025	3.10E+09	18530.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
41	90.2827223	3.10E+09	18411.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
42	87.7252726	3.10E+09	18298.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
43	85.3632741	3.10E+09	18189.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
44	83.1863274	3.10E+09	18084.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
45	81.1953211	3.10E+09	17983.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
46	79.3889234	3.10E+09	17886.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
47	77.6669279	3.10E+09	17811.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
48	75.3830412	3.10E+09	17751.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
49	73.43241397	3.10E+09	17653.5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
50	72.1060183	3.10E+09	17583.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
51	71.12972	3.10E+09	17520.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
52	69.9378047	3.10E+09	17461.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
53	68.8798124	3.10E+09	17406.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
54	67.9247256	3.10E+09	17358.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
55	67.1022783	3.10E+09	17315.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
56	66.3712423	3.10E+09	17277.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
57	65.7245226	3.10E+09	17244.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
58	65.1626337	3.10E+09	17217.4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
59	64.6845637	3.10E+09	17196.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
60	64.3404605	3.10E+09	17180.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
61	64.1045605	3.10E+09	17169.2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
62	64.1394404	3.10E+09	17163.8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK
63	64.2306383	3.10E+09	17163.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK

Figura 136: Cálculo de deflexiones durante construcción

Longitud (m)	Area (m ²)	Inercia (m ⁴)	Centroide inferior (m)	Centroide superior (m)	M1 (kg·m)	M2 (kg·m)	(M1*Ci)/I	(M2*Ci)/I	(M1*Ci)/I	(M2*Ci)/I
0.00	11.55	504.24	4.90	3.50	49.506.535.45	12.378.300.00	481.064.17	120.282.23	343.658.53	85.926.20
1.00	11.41	481.17	4.82	3.43	51.779.898.76	12.656.700.00	518.534.86	126.746.87	369.006.79	90.197.32
2.00	11.27	459.17	4.74	3.36	49.506.535.45	12.378.300.00	510.906.34	127.743.78	362.177.27	90.556.51
3.00	11.14	438.17	4.66	3.29	47.309.664.63	12.102.300.00	503.121.29	128.703.61	355.277.79	90.883.72
4.00	11.00	418.14	4.58	3.22	45.187.341.29	11.828.700.00	495.178.74	129.623.05	348.309.69	91.177.10
5.00	10.87	399.05	4.51	3.18	43.137.652.86	11.557.500.00	487.077.84	130.498.60	341.274.47	91.434.73
6.00	10.74	380.84	4.43	3.09	41.158.719.15	11.288.700.00	478.818.38	131.326.66	334.173.79	91.694.64
7.00	10.62	363.49	4.36	3.03	39.248.692.43	11.022.300.00	470.399.84	132.103.46	327.009.47	91.934.82
8.00	10.49	346.96	4.28	2.97	37.405.757.34	10.758.300.00	461.822.40	132.825.11	319.783.53	91.973.20
9.00	10.37	331.21	4.21	2.91	35.628.130.97	10.496.700.00	453.086.49	133.487.58	312.498.17	92.007.68
10.00	10.25	316.21	4.14	2.85	33.914.062.82	10.237.500.00	444.192.88	134.086.69	305.155.80	92.116.14
11.00	10.14	301.93	4.07	2.79	32.261.834.80	9.980.700.00	435.142.72	134.618.16	297.759.05	92.116.39
12.00	10.02	288.34	4.00	2.73	30.669.761.24	9.726.300.00	425.937.61	135.077.57	290.310.74	92.066.23
13.00	9.91	275.40	3.94	2.67	29.136.188.88	9.474.300.00	416.579.57	135.460.40	282.813.95	91.963.44
14.00	9.80	263.10	3.87	2.62	27.659.496.90	9.224.700.00	407.071.14	135.762.02	275.271.99	91.805.77
15.00	9.69	251.39	3.81	2.58	26.238.096.87	8.977.500.00	397.415.34	135.977.70	267.688.42	91.590.97
16.00	9.59	240.26	3.74	2.51	24.870.432.79	8.732.700.00	387.615.77	136.102.67	260.067.08	91.316.78
17.00	9.48	229.68	3.68	2.46	23.554.981.07	8.490.300.00	377.676.60	136.132.04	252.412.07	90.990.94
18.00	9.38	219.63	3.62	2.41	22.290.250.54	8.250.300.00	367.602.65	136.069.93	244.727.78	90.581.20
19.00	9.28	210.07	3.56	2.36	21.074.882.45	8.012.700.00	357.399.36	135.884.39	237.018.89	90.115.34
20.00	9.18	201.00	3.50	2.32	19.907.150.46	7.777.500.00	347.072.80	135.597.48	229.290.40	89.581.18
21.00	9.09	192.39	3.45	2.27	18.785.960.66	7.544.700.00	336.630.13	135.195.29	221.547.61	88.976.57
22.00	9.00	184.21	3.39	2.22	17.708.851.55	7.314.300.00	326.078.72	134.672.93	213.796.17	88.299.40
23.00	8.91	176.45	3.34	2.18	16.677.494.03	7.086.300.00	315.427.09	134.025.59	206.042.04	87.547.67
24.00	8.82	169.09	3.28	2.14	15.687.591.43	6.860.700.00	304.684.51	133.248.56	198.291.56	86.719.42
25.00	8.73	162.11	3.23	2.10	14.738.879.52	6.637.500.00	293.861.10	132.337.27	190.551.39	85.812.82
26.00	8.65	155.50	3.18	2.06	13.830.126.44	6.416.700.00	282.967.86	131.287.29	182.828.58	84.826.14
27.00	8.57	149.23	3.13	2.02	12.960.132.78	6.198.300.00	272.016.71	130.094.44	175.130.54	83.757.76
28.00	8.49	143.29	3.08	1.98	12.127.731.54	5.982.300.00	261.020.46	128.754.72	167.465.05	82.606.23
29.00	8.41	137.67	3.04	1.94	11.331.788.13	5.768.700.00	249.992.90	127.264.47	159.840.26	81.370.26
30.00	8.34	132.35	2.99	1.91	10.571.200.39	5.557.500.00	238.948.74	125.620.33	152.264.72	80.048.73
31.00	8.27	127.32	2.95	1.87	9.844.898.56	5.348.700.00	227.903.66	123.819.28	144.747.34	78.640.74
32.00	8.20	122.56	2.90	1.84	9.151.845.30	5.142.300.00	216.874.27	121.858.77	137.297.42	77.145.59
33.00	8.13	118.07	2.86	1.81	8.491.035.71	4.938.300.00	205.878.16	119.736.64	129.924.60	75.562.83
34.00	8.07	113.83	2.82	1.78	7.861.497.27	4.736.700.00	194.933.81	117.451.39	122.638.92	73.892.26
35.00	8.00	109.82	2.78	1.75	7.262.289.90	4.537.500.00	184.060.61	115.001.61	115.450.75	72.133.98
36.00	7.94	106.05	2.75	1.72	6.692.505.93	4.340.700.00	173.278.84	112.387.12	108.370.78	70.288.33
37.00	7.88	102.49	2.71	1.69	6.151.270.12	4.146.300.00	162.609.57	109.607.94	101.410.05	68.356.05
38.00	7.83	99.14	2.67	1.66	5.637.739.62	3.954.300.00	152.074.67	106.664.89	94.579.87	66.338.14
39.00	7.77	96.00	2.64	1.64	5.151.104.02	3.764.700.00	141.696.70	103.559.47	87.891.81	64.235.99
40.00	7.72	93.04	2.61	1.61	4.690.585.32	3.577.500.00	131.498.87	100.293.92	81.357.68	62.051.34
41.00	7.67	90.27	2.58	1.59	4.255.437.93	3.392.700.00	121.504.91	96.871.28	74.989.50	59.786.30
42.00	7.62	87.67	2.55	1.57	3.844.948.69	3.210.300.00	111.739.03	93.295.34	68.799.43	57.443.37
43.00	7.58	85.24	2.52	1.55	3.458.436.84	3.030.300.00	102.225.79	89.570.76	62.799.73	55.025.45
44.00	7.54	82.97	2.49	1.53	3.095.254.04	2.852.700.00	92.989.96	85.702.97	57.002.75	52.535.83
45.00	7.50	80.85	2.47	1.51	2.754.784.39	2.677.500.00	84.056.44	81.698.27	51.420.82	49.978.23
46.00	7.46	78.89	2.44	1.49	2.436.444.38	2.504.700.00	75.450.08	77.563.77	46.066.21	47.356.73
47.00	7.42	77.07	2.42	1.47	2.139.682.92	2.334.300.00	67.195.59	73.307.43	40.951.10	44.675.85
48.00	7.39	75.38	2.40	1.46	1.863.981.35	2.166.300.00	59.317.33	68.937.99	36.087.45	41.940.46
49.00	7.36	73.83	2.38	1.44	1.608.853.41	2.000.700.00	51.839.20	64.464.98	31.486.98	39.155.83
50.00	7.33	72.41	2.36	1.43	1.373.845.28	1.837.500.00	44.784.48	59.898.66	27.161.08	36.327.59
51.00	7.30	71.11	2.34	1.42	1.158.535.53	1.676.700.00	38.175.64	55.250.00	23.120.74	33.461.68
52.00	7.28	69.94	2.33	1.41	962.535.17	1.518.300.00	32.034.19	50.530.63	19.376.46	30.564.37
53.00	7.25	68.88	2.31	1.40	785.487.61	1.362.300.00	26.380.54	45.752.74	15.938.21	27.642.23
54.00	7.23	67.93	2.30	1.39	627.068.68	1.208.700.00	21.233.82	40.929.04	12.815.32	24.702.04
55.00	7.21	67.10	2.29	1.38	486.968.63	1.057.500.00	16.611.75	36.072.71	10.016.40	21.790.80
56.00	7.20	66.38	2.28	1.37	364.982.13	908.700.00	12.530.47	31.197.24	7.549.35	18.795.69
57.00	7.19	65.76	2.27	1.37	260.828.26	762.300.00	9.004.42	26.316.43	5.421.18	15.844.01
58.00	7.17	65.25	2.26	1.36	174.330.53	618.300.00	6.046.22	21.444.21	3.638.05	12.903.12
59.00	7.17	64.85	2.26	1.36	105.526.84	476.700.00	3.666.58	16.594.62	2.205.18	9.980.43
60.00	7.16	64.54	2.25	1.35	53.687.53	337.500.00	1.874.16	11.781.66	1.126.77	7.083.31
61.00	7.15	64.34	2.25	1.35	19.315.36	200.700.00	675.53	7.019.21	406.04	4.219.07
62.00	7.15	64.24	2.25	1.35	2.145.48	66.300.00	75.10	2.320.91	45.14	1.394.88
62.50	7.15	64.23	2.25	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 137: Cálculo de fuerza inicial de presfuerzo parte 1

e (m)	ecuI	eciI	Fuerza inicial de presfuerzo		Fuerza de presfuerzo a utilizar	Area requerida (m ²)	No. torones requeridos
			Pi "Superior" (kg)	Pi "Inferior" (kg)	Pi (kg)		
3.39	0.02	0.03	3,901,380.53	39,658,221.79	3,901,380.53	0.03	196.00
3.32	0.02	0.03	4,126,231.66	38,293,165.73	4,126,231.66	0.03	207.00
3.25	0.02	0.03	4,025,259.08	37,875,529.00	4,025,259.08	0.03	202.00
3.18	0.02	0.03	3,925,294.21	37,466,759.74	3,925,294.21	0.03	197.00
3.11	0.02	0.03	3,826,330.85	37,066,875.91	3,826,330.85	0.03	192.00
3.04	0.02	0.03	3,728,362.95	36,675,894.58	3,728,362.95	0.03	187.00
2.98	0.02	0.03	3,631,394.69	36,293,831.84	3,631,394.69	0.03	182.00
2.92	0.02	0.03	3,535,390.49	35,920,702.65	3,535,390.49	0.02	177.00
2.85	0.02	0.04	3,440,375.05	35,556,520.64	3,440,375.05	0.02	173.00
2.79	0.02	0.04	3,346,333.40	35,201,298.14	3,346,333.40	0.02	168.00
2.73	0.02	0.04	3,253,260.94	34,855,045.84	3,253,260.94	0.02	163.00
2.67	0.02	0.04	3,161,153.48	34,517,772.76	3,161,153.48	0.02	159.00
2.62	0.02	0.04	3,070,007.31	34,189,485.99	3,070,007.31	0.02	154.00
2.56	0.02	0.04	2,979,819.23	33,870,190.57	2,979,819.23	0.02	150.00
2.51	0.02	0.04	2,890,586.64	33,559,889.28	2,890,586.64	0.02	145.00
2.45	0.03	0.04	2,802,307.56	33,258,582.47	2,802,307.56	0.02	141.00
2.40	0.03	0.04	2,714,980.74	32,966,267.82	2,714,980.74	0.02	136.00
2.35	0.03	0.04	2,628,605.69	32,682,940.17	2,628,605.69	0.02	132.00
2.30	0.03	0.04	2,543,182.80	32,408,591.27	2,543,182.80	0.02	128.00
2.25	0.03	0.04	2,458,713.35	32,143,209.59	2,458,713.35	0.02	123.00
2.20	0.03	0.04	2,375,199.68	31,886,780.09	2,375,199.68	0.02	119.00
2.16	0.03	0.04	2,292,645.18	31,639,283.97	2,292,645.18	0.02	115.00
2.11	0.03	0.04	2,211,054.45	31,400,698.47	2,211,054.45	0.02	111.00
2.07	0.03	0.04	2,130,433.34	31,170,996.65	2,130,433.34	0.01	107.00
2.02	0.03	0.04	2,050,789.08	30,950,147.02	2,050,789.08	0.01	103.00
1.98	0.03	0.04	1,972,130.35	30,738,113.60	1,972,130.35	0.01	99.00
1.94	0.03	0.04	1,894,467.39	30,534,855.43	1,894,467.39	0.01	95.00
1.90	0.03	0.04	1,817,812.06	30,340,326.46	1,817,812.06	0.01	91.00
1.87	0.03	0.04	1,742,178.00	30,154,475.37	1,742,178.00	0.01	87.00
1.83	0.03	0.04	1,667,580.66	29,977,245.36	1,667,580.66	0.01	84.00
1.79	0.03	0.04	1,594,037.40	29,808,573.99	1,594,037.40	0.01	80.00
1.76	0.03	0.04	1,521,567.62	29,648,393.00	1,521,567.62	0.01	76.00
1.73	0.03	0.04	1,450,192.78	29,496,628.22	1,450,192.78	0.01	73.00
1.69	0.03	0.04	1,379,936.52	29,353,199.47	1,379,936.52	0.01	69.00
1.66	0.03	0.04	1,310,824.69	29,218,020.45	1,310,824.69	0.01	66.00
1.63	0.03	0.04	1,242,885.42	29,090,998.78	1,242,885.42	0.01	62.00
1.60	0.03	0.04	1,176,149.16	28,972,035.96	1,176,149.16	0.01	59.00
1.58	0.03	0.04	1,110,648.70	28,861,027.43	1,110,648.70	0.01	56.00
1.55	0.03	0.04	1,046,419.16	28,757,862.65	1,046,419.16	0.01	53.00
1.53	0.03	0.04	983,498.03	28,662,425.31	983,498.03	0.01	49.00
1.50	0.03	0.04	921,925.08	28,574,593.45	921,925.08	0.01	46.00
1.48	0.03	0.04	861,742.36	28,494,239.79	861,742.36	0.01	43.00
1.46	0.03	0.04	802,994.07	28,421,231.97	802,994.07	0.01	40.00
1.44	0.03	0.04	745,726.50	28,355,432.99	745,726.50	0.01	37.00
1.42	0.03	0.04	689,987.87	28,296,701.58	689,987.87	0.00	35.00
1.40	0.03	0.04	635,828.21	28,244,892.77	635,828.21	0.00	32.00
1.38	0.03	0.04	583,299.13	28,199,858.34	583,299.13	0.00	29.00
1.36	0.03	0.04	532,453.62	28,161,447.51	532,453.62	0.00	27.00
1.35	0.03	0.04	483,345.83	28,129,507.56	483,345.83	0.00	24.00
1.33	0.03	0.04	436,030.78	28,103,884.54	436,030.78	0.00	22.00
1.32	0.03	0.04	390,564.07	28,084,424.06	390,564.07	0.00	20.00
1.31	0.03	0.04	347,001.58	28,070,972.03	347,001.58	0.00	17.00
1.30	0.03	0.04	305,399.09	28,063,375.53	305,399.09	0.00	15.00
1.29	0.03	0.04	265,812.02	28,061,483.64	265,812.02	0.00	13.00
1.28	0.03	0.04	228,294.94	28,065,148.32	228,294.94	0.00	11.00
1.27	0.03	0.04	192,901.32	28,074,225.26	192,901.32	0.00	10.00
1.26	0.03	0.04	159,683.07	28,088,574.79	159,683.07	0.00	8.00
1.25	0.03	0.04	128,690.22	28,108,062.71	128,690.22	0.00	6.00
1.25	0.03	0.04	99,970.53	28,132,561.10	99,970.53	0.00	5.00
1.25	0.03	0.04	73,569.14	28,161,949.17	73,569.14	0.00	4.00
1.24	0.03	0.04	49,528.24	28,196,114.00	49,528.24	0.00	2.00
1.24	0.03	0.04	27,886.79	28,234,951.21	27,886.79	0.00	1.00
1.24	0.03	0.04	8,680.19	28,278,365.65	8,680.19	0.00	0.00
1.24	0.03	0.04	0.00	28,301,762.24	0.00	0.00	0.00

Figura 138: Cálculo de fuerza inicial de presfuerzo parte 2

Longitud (m)	Deformaciones				Sumatoria de deformaciones (m)	Deflexión admisible "L/800" (m)	Verificación
	Deformación por peso propio (cm)	Deformación por carga distribuida (cm)	Deformación por T3-S2 Rd (cm)	0			
0	0	0	0	0	0	0.00	0.16 OK
5	0.023	0.007	0.172	0.007	0.209	0.01	0.16 OK
10	0.081	0.628	5.834	0.254	6.797	0.07	0.16 OK
15	0.184	1.285	12.068	0.652	14.189	0.21	0.16 OK
20	0.301	2.068	2.91	1.121	21.209	0.35	0.16 OK
25	0.429	2.91	3.761	1.59	28.231	0.49	0.16 OK
30	0.551	3.761	4.46	2.05	35.251	0.63	0.16 OK
35	0.677	4.46	5.203	2.52	42.271	0.77	0.16 OK
40	0.767	5.203	6.253	2.99	49.291	0.91	0.16 OK
45	0.861	6.253	6.773	3.46	56.311	1.05	0.16 OK
50	0.933	6.629	6.773	3.93	63.331	1.19	0.16 OK
55	0.982	6.629	6.773	4.40	70.351	1.33	0.16 OK
60	1.006	6.773	6.773	4.87	77.371	1.47	0.16 OK
62.5	1.008	6.795	6.795	5.34	84.391	1.61	0.16 OK
65	1.006	6.773	6.773	5.81	91.411	1.75	0.16 OK
70	0.982	6.629	6.629	6.28	98.431	1.89	0.16 OK
75	0.933	6.253	6.253	6.75	105.451	2.03	0.16 OK
80	0.861	5.834	5.834	7.22	112.471	2.17	0.16 OK
85	0.767	5.203	5.203	7.69	119.491	2.31	0.16 OK
90	0.657	4.46	4.46	8.16	126.511	2.45	0.16 OK
95	0.551	3.761	3.761	8.63	133.531	2.59	0.16 OK
100	0.429	2.91	2.91	9.10	140.551	2.73	0.16 OK
105	0.301	2.068	2.068	9.57	147.571	2.87	0.16 OK
110	0.184	1.285	1.285	10.04	154.591	3.01	0.16 OK
115	0.091	0.628	0.628	10.51	161.611	3.15	0.16 OK
120	0.023	0.172	0.172	10.98	168.631	3.29	0.16 OK
125	0	0	0	11.45	175.651	3.43	0.16 OK

Figura 145: Cálculo de deflexión durante servicio

Dimensiones		Propiedades geométricas									
Longitud (m)	Área (m ²)	Área (m ²)	Módulo superior (m ³)	Módulo inferior (m ³)	Centro de Inercia (m)	Centro superior (m)	Centro inferior (m)	Peso propio (kN)	Momento por peso propio (kN·m)	Momento por carga distribuida (kN·m)	Momento de carga muerta (kN·m)
0	8.40	504.34	144.96	102.91	4.91	3.50	2771.43	-2.72E+07	-2.39E+06	-2.39E+06	-3.14E+07
5	7.66	10.87	176.40	88.56	4.51	3.16	26698.61	-2.05E+07	-2.90E+06	-2.90E+06	-2.35E+07
10	6.99	10.35	111.14	76.53	4.14	2.85	26628.84	-1.53E+07	-2.20E+06	-2.20E+06	-1.72E+07
15	6.37	9.69	251.39	126.02	3.81	2.66	22328.13	-9.93E+06	-1.41E+06	-1.41E+06	-1.08E+07
20	5.79	8.72	162.31	77.35	3.52	2.42	20961.56	-6.08E+06	-1.56E+06	-1.56E+06	-8.17E+06
25	5.25	8.34	132.35	69.83	3.29	2.20	20018.47	-3.03E+06	-3.80E+05	-3.80E+05	-3.43E+06
30	4.80	8.00	109.82	62.90	3.09	1.99	19206.06	-1.79E+06	-5.73E+05	-5.73E+05	-6.55E+06
35	4.45	7.72	93.04	57.65	2.87	1.81	18208.71	-8.28E+06	8.28E+06	9.49E+06	-9.49E+06
40	4.22	7.50	80.85	53.27	2.69	1.65	17298.83	-1.00E+07	1.00E+07	1.15E+07	-1.15E+07
50	3.79	7.25	72.41	50.26	2.50	1.42	15282.22	-1.47E+07	1.47E+07	1.72E+06	-1.72E+06
60	3.61	7.10	64.23	47.25	2.32	1.25	13180.01	-1.28E+07	1.28E+07	1.80E+07	-1.80E+07
62.3	3.60	7.15	64.23	47.25	2.25	1.25	17163.13	-1.28E+07	1.28E+07	1.80E+07	-1.80E+07
65	3.61	7.10	64.24	47.25	2.25	1.25	17180.01	-1.28E+07	1.28E+07	1.80E+07	-1.80E+07
70	3.65	7.21	67.10	48.62	2.20	1.38	17213.08	-1.24E+07	1.24E+07	1.80E+06	-1.80E+06
75	3.79	7.25	72.41	50.26	2.20	1.43	17298.22	-1.18E+07	1.18E+06	1.27E+06	-1.27E+06
80	3.95	7.25	80.85	52.27	2.47	1.51	17298.22	-1.18E+07	1.18E+06	1.27E+06	-1.27E+06
85	4.25	7.25	88.56	52.27	2.81	1.51	17298.22	-1.18E+07	1.18E+06	1.27E+06	-1.27E+06
90	4.51	8.00	109.82	62.29	3.06	1.75	19206.06	-5.73E+06	5.73E+06	8.00E+06	-8.00E+06
95	4.90	8.34	132.35	69.83	3.29	1.99	20018.47	-3.03E+06	3.03E+06	3.43E+06	-3.43E+06
100	5.25	8.72	162.31	77.35	3.52	2.16	20961.56	-6.08E+06	-1.56E+06	-1.56E+06	-8.17E+06
110	6.27	9.69	251.39	126.02	3.81	2.46	22328.13	-9.93E+06	-1.41E+06	-1.41E+06	-1.08E+07
120	7.66	10.87	399.05	176.40	4.51	3.16	26698.61	-2.05E+07	-2.90E+06	-2.90E+06	-2.35E+07
125	8.40	11.25	504.34	144.96	4.90	3.50	27714.43	-2.72E+07	-2.39E+06	-2.39E+06	-3.14E+07

Datos a utilizar	
Resistencia a compresión del concreto	4.20E+04 kg/m ²
Resistencia permisible en el concreto en servicio	0.45
Resistencia del acero de pretension	1.90E+08 kg/m ²
Límite de fluencia del acero de pretension	1.42E+08 kg/m ²
Resistencia de fluencia del acero de pretension	1.40E+08 kg/m ²
Área de tendón de 6"φ	0.1125 m ²
φ	20%
Pérdida promedio de pretension	20%

Figura 146: Cálculo de fuerza de presfuerzo final parte 1

Clase a utilizar	
Número de varillas en cada	27
Área de varilla	3.02524 cm ²
Esfuerzo de pretensado "F ₁ "	
Incremento de la deformación"	
1.43E+08	
Esfuerzo de pretensado	
3.18E+07 kgf/cm ²	
Esfuerzo de tensión permisible en el concreto al momento de la transferencia	
0 kgf/cm ²	

Dimensiones	Esfuerzos de pretensado										Esfuerzos de cable en parte superior				Esfuerzos de cable en parte inferior			
	Longitud (m)	Área (cm ²)	Área (m ²)	Varilla (cm ²)	Módulo elástico (m ²)	Módulo Shifera (m ²)	Controla Shifera (m)	Controla superior (m)	Momento por carga muerta (kg·m)	Momento por carga viva (kg·m)	E (cm)	e ₁ (cm)	e ₂ (cm)	e ₃ (cm)	e ₄ (cm)	e ₅ (cm)		
1	7.96	10.87	379.25	128.40	88.36	4.31	3.16	2.85	-2.32E+07	-4.33E+07	1.37	0.00	0.00	4.30	0	0		
2	6.29	10.33	354.33	111.34	76.33	4.14	3.02	2.76	-2.72E+07	-4.59E+07	1.37	0.00	0.00	4.30	0	0		
3	6.47	9.69	325.19	88.67	64.62	3.94	2.86	2.58	-2.08E+07	-4.08E+07	1.37	0.00	0.00	3.70	0	0		
4	6.47	9.69	325.19	88.67	64.62	3.94	2.86	2.58	-2.08E+07	-4.08E+07	1.37	0.00	0.00	3.70	0	0		
5	5.33	8.71	182.17	77.51	50.76	3.27	2.17	2.02	-1.71E+07	-3.25E+07	1.10	0.18	0.18	3.12	0	0		
6	4.90	8.34	133.35	69.43	44.34	2.99	1.99	1.79	-1.59E+06	-3.26E+07	1.79	0.00	0.00	2.88	0	0		
7	4.33	8.00	109.82	62.92	39.46	2.78	1.75	1.52	-6.52E+06	-4.22E+07	1.63	0.00	0.00	2.65	0	0		
8	4.20	7.50	80.82	51.57	32.77	2.47	1.51	1.40	-2.47E+07	-1.12E+07	1.40	0.00	0.00	2.15	0	0		
9	3.98	7.50	80.82	51.57	32.77	2.47	1.51	1.40	-2.47E+07	-1.12E+07	1.40	0.00	0.00	2.15	0	0		
10	3.79	7.33	72.43	50.58	30.68	2.36	1.43	1.32	-1.52E+07	-7.48E+06	1.32	0.00	0.00	2.15	0	0		
11	3.27	7.21	67.10	48.62	29.22	2.29	1.38	1.26	-1.48E+07	-7.26E+06	1.26	0.00	0.00	2.18	0	0		
12	3.27	7.21	67.10	48.62	29.22	2.29	1.38	1.26	-1.48E+07	-7.26E+06	1.26	0.00	0.00	2.18	0	0		
13	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
14	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
15	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
16	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
17	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
18	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
19	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
20	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
21	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
22	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
23	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
24	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
25	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
26	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
27	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
28	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
29	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
30	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
31	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
32	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
33	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
34	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
35	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
36	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
37	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
38	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
39	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
40	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
41	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
42	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
43	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
44	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
45	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
46	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
47	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
48	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
49	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
50	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
51	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
52	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
53	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
54	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
55	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
56	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
57	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
58	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
59	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
60	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
61	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
62	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
63	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
64	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
65	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
66	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
67	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
68	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
69	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
70	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
71	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
72	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24	0.00	0.00	2.14	0	0		
73	3.00	7.15	64.23	47.51	28.36	2.21	1.31	1.24	-1.48E+07	-7.26E+06	1.24							

Tamaño en la parte superior				Tamaño en la parte inferior				Tamaño y resistencia de cables en fibra superior			
No. barras	Cables requeridos	Cables en servicio	Cables por estar	No. barras	Cables requeridos	Cables en servicio	Cables por estar	Esfuerzos	Verificación	Esfuerzos en compresión	Verificación
126	7.26	6.00	2.00	0	0.0	0.00	0.00	-2.81E+01 OK		-2.81E+01 OK	
127	6.95	6.00	2.00	0	0.0	0.00	0.00	-2.81E+01 OK		-2.72E+01 OK	
141	5.22	4.00	2.00	0	0.0	0.00	0.00	-4.31E+01 OK		-4.31E+01 OK	
119	4.41	4.00	2.00	0	0.0	0.00	0.00	-3.91E+01 OK		-1.04E+01 OK	
99	3.67	2.00	2.00	0	0.0	0.00	0.00	-2.26E+01 OK		-1.21E+01 OK	
80	2.96	2.00	2.00	18	0.7	0.00	2.00	-1.75E+01 OK		8.42E+04 EROD. SE RESQUEBRA CABLE EXTRA	
62	2.30	2.00	2.00	37	1.4	2.00	2.00	-1.27E+01 OK		-1.13E+01 OK	
46	1.70	0.00	2.00	54	2.1	2.00	2.00	-3.72E+01 OK		6.42E+04 EROD. SE RESQUEBRA CABLE EXTRA	
30	0.74	0.00	2.00	84	3.2	4.00	2.00	1.58E+01 OK		-1.39E+01 OK	
10	0.37	0.00	2.00	96	3.6	4.00	4.00	1.58E+01 OK		5.08E+04 EROD. SE RESQUEBRA CABLE EXTRA	
2	0.07	0.00	2.00	101	3.7	4.00	2.00	2.03E+01 OK		7.62E+04 EROD. SE RESQUEBRA CABLE EXTRA	
0	0.00	0.00	2.00	101	3.7	4.00	2.00	-2.05E+01 OK		7.99E+04 EROD. SE RESQUEBRA CABLE EXTRA	
2	0.07	0.00	2.00	101	3.7	4.00	2.00	2.03E+01 OK		-1.92E+01 OK	
10	0.37	0.00	2.00	96	3.6	4.00	2.00	1.87E+01 OK		3.08E+04 EROD. SE RESQUEBRA CABLE EXTRA	
37	1.18	0.00	2.00	72	2.2	2.00	2.00	1.05E+01 OK		-1.43E+01 OK	
54	1.30	0.00	2.00	54	2.1	2.00	2.00	-5.71E+01 OK		6.42E+04 EROD. SE RESQUEBRA CABLE EXTRA	
62	1.30	2.00	2.00	57	1.4	2.00	2.00	-1.37E+01 OK		-1.15E+01 OK	
80	1.67	2.00	2.00	18	0.7	0.00	2.00	-2.26E+01 OK		8.42E+04 EROD. SE RESQUEBRA CABLE EXTRA	
99	1.67	2.00	2.00	0	0.0	0.00	0.00	-2.26E+01 OK		-1.21E+01 OK	
119	4.41	4.00	2.00	0	0.0	0.00	0.00	-4.31E+01 OK		-4.31E+01 OK	
141	6.95	4.00	2.00	0	0.0	0.00	0.00	-4.31E+01 OK		-4.31E+01 OK	
187	6.95	6.00	2.00	0	0.0	0.00	0.00	-2.81E+01 OK		-2.72E+01 OK	
196	7.26	6.00	2.00	0	0.0	0.00	0.00	-2.81E+01 OK		-1.13E+01 OK	

Figura 149: Verificación de esfuerzos durante servicio parte 2

Tipo de vehículo autorizado	Separación mínima entre ejes más distantes (m)	Peso total (kg)
C-2	5.00	15,500
C-3	5.00	22,000
C-3 Rueda de doble ancho	5.00	26,000
C-4	5.00	25,000
T2-S1	6.67	23,000
T2-S2	10.50	30,000
T2-S3	10.50	34,000
T3-S1	10.50	30,000
T3-S2	14.40	37,000
T3-S3	14.40	41,000
T3-S4	14.40	45,000
C2-R2 (Remolque con rueda sencilla)	12.38	25,500
C2-R2 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	12.38	27,500
C2-R2 (Remolque con rueda doble)	12.38	29,500
C3-R2 (Remolque con rueda sencilla)	14.40	32,000
C3-R2 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	14.4	34,000
C3-R2 (Remolque con rueda doble)	14.4	36,000
C3-R3 (Remolque con rueda sencilla)	14.4	37,000
C3-R3 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	16.00	39,000
T2-S1-R2 (Remolque con rueda sencilla)	16.00	33,000
T2-S1-R2 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	16.00	35,500
T3-S1-R2 (Remolque con rueda sencilla)	16.00	40,000
T3-S1-R2 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	16.00	42,500
T3-S1-R2 (Remolque rueda doble)	16.00	45,000
T3-S2-R4 (Remolque con ejes tándem)	16.00	57,000
T3-S2-R2 (Remolque con rueda sencilla)	16.00	47,000

Cuadro 55: Tipo de vehículos autorizados