



**UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE
GUAYAQUIL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

Trabajo de Grado

Previo a la obtención del título de

INGENIERO CIVIL

Tema:

**“INCIDENCIA DEL ÁNGULO SUBTENDIDO EN EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE
CURVO DE UN SOLO TRAMO”**

Realizado por:

RAFAEL RICARDO ARMENDÁRIZ BRIONES

Director:

ING. JOSÉ LUIS LARREA V.

Guayaquil - Ecuador

2011

TRABAJO DE GRADO

Tema:

“INCIDENCIA DEL ÁNGULO SUBTENDIDO EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE CURVO DE UN SOLO TRAMO”

Presentado a la Facultad de Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil de la
Universidad Católica de Santiago de Guayaquil

Realizado por:

RAFAEL RICARDO ARMENDÁRIZ BRIONES

Para dar cumplimiento con uno de los requisitos para optar

Por el título de:

INGENIERO CIVIL

Tribunal de sustentación:

Ing. José Luis Larrea V.
DIRECTOR DE TRABAJO DE GRADO

Ing. Xavier Casal. M. Sc.
PROFESOR INVITADO

Ing. Walter Mera Ortiz. Ph.D.
DECANO DE LA FACULTAD

Ing. Lilia Valarezo de Pareja. M.Sc.
DIRECTORA DE LA CARRERA

DEDICATORIA:

A mi familia quien me ha apoyado en las distintas etapas de aprendizaje, desde los primeros pasos en la escuela, a través de las exigencias del colegio, y en la extensa preparación del presente trabajo de grado.

AGRADECIMIENTO:

Agradezco de manera especial al Ing. José Luis Larrea y a la empresa consultora NYLIC por toda la colaboración brindada en el desarrollo de este documento.



ÍNDICE

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

1.1	Antecedentes.....	2
1.2	Objetivo	3
1.3	Alcance.....	3

CAPÍTULO 2 GENERALIDADES

2.1	Parámetros Generales	5
2.2	Componentes de un puente.....	6
2.3	Cargas	6
2.4	Tipos de superestructuras	7
2.5	Puentes Curvos: Efecto de curvatura horizontal.....	8

CAPÍTULO 3 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS SUPERESTRUCTURAS

3.1	Características geométricas.....	10
3.2	Ángulos subtendidos a evaluar	12
3.3	Definición de materiales a utilizar	12
3.4	Esfuerzos admisibles según AASHTO STANDARD 2002.....	12
3.4.1	Acero Estructural A588	12
3.4.2	Hormigón Presforzado	12



CAPÍTULO 4 SUPERESTRUCTURA METÁLICA

4.1	Puente sin curvatura horizontal	14
4.1.1	Losa.....	14
4.1.2.1	Altura mínima de losa.....	14
4.1.2.2	Carga Muerta	15
4.1.2.3	Carga Viva	16
4.1.2.4	Diseño de losa.....	16
4.1.2	Viga.....	19
4.1.2.1	Flexión por carga muerta	19
4.1.2.2	Flexión por carga viva	20
4.1.2.3	Determinación de esfuerzos de flexión.....	21
4.1.2.4	Cortante por carga muerta.....	24
4.1.2.5	Cortante por carga viva	24
4.1.2.6	Determinación de esfuerzo de corte.....	25
4.1.3	Rigidizadores	25
4.1.3.1	Rigidizador Transversal en Apoyo	26
4.1.3.2	Rigidizadores Transversales Intermedios	28
4.1.4	Diafragmas	29
4.1.5	Análisis con SAP2000.....	31
4.1.5.1	Deflexión límite por carga viva	32
4.1.5.2	Momentos y cortantes	32
4.2	Puentes con curvatura horizontal	33
4.2.1	Modelos curvos	33
4.2.2	Resultados de análisis	36
4.2.2.1	Deformaciones	36
4.2.2.2	Demanda	38
4.2.2.3	Esfuerzos.....	43
4.2.2.4	Reacciones	48
4.2.3	Diseño de puentes curvos	51



CAPÍTULO 5 SUPERESTRUCTURA DE HORMIGÓN PRESFORZADO

5.1	Puente sin curvatura horizontal	53
5.1.1	Dimensiones mínimas de sección	53
5.1.2	Losa.....	55
5.1.2.1	Altura mínima de losa.....	55
5.1.2.2	Carga Muerta	55
5.1.2.3	Carga Viva	56
5.1.3	Diseño de Viga.....	59
5.1.3.1	Flexión por carga muerta	59
5.1.3.2	Flexión por carga viva	60
5.1.3.3	Determinación de presfuerzo.....	61
5.1.3.4	Determinación de esfuerzos actuantes.....	64
5.1.3.5	Disposición y trazado de cables.....	66
5.1.3.6	Cortante por carga muerta.....	69
5.1.3.7	Cortante por carga viva	70
5.1.3.8	Diseño por cortante.....	70
5.1.4	Análisis con SAP2000.....	75
5.1.4.1	Deflexión límite por carga viva	76
5.1.4.2	Momentos y cortantes	76
5.2	Puentes con curvatura horizontal	80
5.2.1	Modelos curvos	80
5.2.2	Resultados de análisis	83
5.2.2.1	Deformaciones	83
5.2.2.2	Demanda	85
5.2.2.3	Esfuerzos.....	90
5.2.2.4	Reacciones	94
5.2.3	Diseño de puentes curvos	97



CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES

6.1	Puente de tablero metálico	99
6.1.1	Puente sin curvatura horizontal	99
6.1.2	Puentes con curvatura horizontal	100
6.1.2.1	Deformaciones	100
6.1.2.2	Demanda	101
6.1.2.3	Esfuerzos.....	101
6.1.2.4	Reacciones.....	102
6.1.2.5	Diseño	102
6.2	Puente de hormigón presforzado	105
6.2.1	Puente sin curvatura horizontal	105
6.2.2	Puentes con curvatura horizontal	107
6.2.2.1	Deformaciones	107
6.2.2.2	Demanda	107
6.2.2.3	Esfuerzos.....	107
6.2.2.4	Reacciones.....	107
6.2.2.5	Diseño	108



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN



CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

La necesidad de construir puentes curvos se presenta en zonas de limitaciones geométricas y restricciones topográficas. El puente curvo es una solución eficiente ya que permite cubrir grandes luces y proporcionar el peralte deseado a la vía, así como también condiciones estéticamente agradables.

Al ser un elemento curvo y estar sometido a cargas perpendiculares a su plano, se genera a lo largo de su longitud un tipo de acción que no se presenta en tramos rectos; un momento torsional.

La torsión no es deseada en ningún tipo de estructura y lo mejor que se puede hacer es tratar de evitarla, sin embargo en un elemento curvo siempre se presenta debido a la curvatura que existe.

La sección más óptima en puentes curvos es la cerrada tipo cajón, debido a su alta capacidad a torsión. Pero actualmente, para reducir costos y tiempo de construcción, en nuestro país se están construyendo puentes curvos con vigas de acero de alma llena, con el inconveniente de que tienen una capacidad a torsión reducida por ser sección abierta, supliendo esta reducción utilizando arriostramientos verticales y horizontales.



Como los efectos de torsión aumentan mientras mayor es el ángulo subtendido, el presente trabajo estudiará su incidencia en el diseño de dos tipos de superestructuras:

- Superestructura con viga cajón postensada
- Superestructura con vigas de acero tipo I de alma llena

1.2 Objetivo

El presente trabajo de grado tiene como finalidad realizar el diseño de dos tipos de superestructuras considerando al inicio de la investigación un puente de tramo recto y luego tramos curvos con distintos ángulos subtendidos.

Para cada caso se evaluará el efecto de torsión en el comportamiento estructural de los dos tipos de superestructuras donde se ha variado los ángulos subtendidos, manteniendo la longitud de la curva y realizará un análisis comparativo entre superestructuras en función de la variación del ángulo subtendido.

1.3 Alcance

La finalidad de esta investigación es determinar ventajas y desventajas tanto en comportamiento estructural y costos de los dos tipos de superestructuras en función de la variación del ángulo subtendido.

Se diseñarán varias superestructuras de puentes de una misma longitud, 50m, considerando primero un tramo recto y luego tramos curvos, siendo en éste último la única variable el ángulo subtendido.

El propósito es evaluar los efectos de la torsión en las demandas de capacidad y servicio (esfuerzos y deformaciones) que son producidas por la variación del radio y ángulo. Se espera que a medida que se aumenten estas variables la capacidad tanto de demanda de esfuerzos como deformaciones aumenten y el diseño se encarezca para ambas alternativas. Se evaluará el costo de los diseños (todos cumpliendo los requisitos de capacidad estructural y servicio) en función de la variación del ángulo y radio.

El empleo de un software especializado en estructuras, SAP2000, será la principal herramienta para evaluar las capacidades de demanda de esfuerzos y servicio, empleando las normas respectivas para puentes contempladas en AASHTO Standard y ACI.



CAPÍTULO 2

GENERALIDADES



CAPÍTULO 2

GENERALIDADES

2.1 Parámetros Generales

Los objetivos que un ingeniero tiene que concebir en el diseño de un puente son obtener la estructura más económica y que ésta se adapte a las características físicas del lugar. Todo esto conlleva a aplicar las diferentes ramas de la ingeniería que permitan el desarrollo del proyecto.

Dentro de las especialidades que se dan a lugar para la realización de un puente están:

- Estudios topográficos, los cuales permiten obtener las características geométricas del terreno y sirve como base de información para los estudios de hidrología e hidráulica, geotecnia y medio ambiente. Así como también proporcionar información relevante del sitio y establecer puntos de referencia para el replanteo en la etapa de construcción.
- Estudios de hidrología e hidráulica, tienen como objetivos determinar las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias. Estos estudios deben permitir establecer la óptima ubicación del cruce, caudal máximo de diseño, nivel máximo y mínimo de agua, profundidades de socavación así como la mínima profundidad de cimentación (según tipo de cimentación) y obras de protección de ser necesarias.



-
- Estudios geológicos y geotécnicos, consiste en establecer las características geológicas y geomorfológicas del terreno. Definir la estratificación e identificar las propiedades físicas y mecánicas de los suelos.
 - Estudios de impacto ambiental, tiene como finalidad determinar las condiciones de afectación del proyecto a realizar para luego mitigar dichos problemas, así como también analizar los impactos positivos que se puedan generar.
 - Estudios de tráfico y estudio de trazo y diseño de los accesos, estudia el volumen y clasificación del tránsito para determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente. Además de definir las características geométricas para el enlace del puente con vías existentes.
 - Estudios complementarios, se refieren a las obras de instalaciones eléctricas, sanitarias y señalización.

2.2 Componentes de un puente

Un puente tiene dos componentes principales: la superestructura y la subestructura. La superestructura se denomina al tablero del puente; siendo este formado por la losa, capa de rodadura, aceras si se requiere, barandas, postes de luz, jersey, entre otros componentes y vigas. La subestructura se refiere a la cimentación que el puente requiera para ser soportado. Elementos estructurales como pilas, estribos y zapatas conforman lo que se denomina subestructura.

2.3 Cargas

El diseño de un puente consiste en resistir las cargas aplicadas a éste, entre las cargas que intervienen se encuentran:

Carga muerta o peso propio, carga viva, impacto, fuerzas de viento, fuerzas longitudinales, fuerza centrífuga, presión de tierra, por temperatura y fuerzas sísmicas.

Las cargas de tránsito a considerar según AASHTO y aplicadas al presente trabajo de grado son el camión HS20-44 y la carga distribuida HS20-44 descritas en las siguientes figuras.

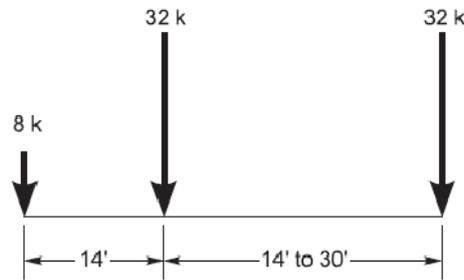


Figura 1.- Carga de camión HS20-44.

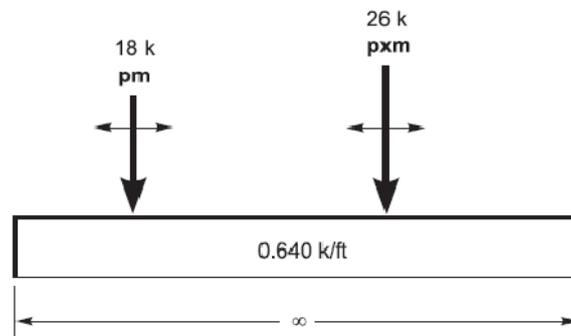


Figura 2.- Carga distribuida por carril HS20-44.

2.4 Tipos de superestructuras

La superestructura de un puente se clasifica de acuerdo a su sección transversal.

Los dos tipos que se usarán en el presente trabajo son: Vigas I metálicas de alma llena y vigas cajón de hormigón presforzado.

Vigas I metálicas con losa de hormigón.- Una viga I de alma llena es la sección sólida más simple para resistir momentos flectores y cortantes. En el diseño de un puente los materiales utilizados para el acero estructural de las vigas son: acero al carbón, aceros de baja aleación y alta resistencia, aceros tratados al calor, y aquellos aceptados por AASHTO. La losa de hormigón armado debe alcanzar una resistencia a los 28 días de 210 a 420 kg/cm². Si la losa trabaja junto o no con las vigas después de que ésta haya fraguado, las vigas pueden ser de sección simple o compuesta. Las vigas metálicas



pueden ser secciones roladas, convenientes para luces menores a los 30 metros, y secciones armadas, convenientes para luces de entre 30 a 90 metros.

Viga cajón presforzada.- Las secciones presforzadas usan materiales de alta resistencia para mejorar el servicio y durabilidad de los puentes. Su uso se ha desarrollado en luces grandes de puentes. La sección cajón es la más óptima para desarrollar la resistencia suficiente en alineaciones curvas debido a su alta capacidad torsional.

2.5 Puentes Curvos: Efecto de curvatura horizontal

La complejidad geométrica, requisitos topográficos y disposiciones del tráfico para el desempeño de intercambiadores o de vías urbanas han llevado a que alineamientos curvos sean aquellos que puedan satisfacer todas estas demandas. En Estados Unidos alrededor del año 1960 estos tipos de superestructuras han ganado popularidad debido a que recogen las necesidades de la ingeniería de tráfico.

En nuestro país esto cada vez se convierte en ser una realidad a medida que pasa el tiempo. La necesidad de desarrollo y crecimiento del país es inevitable, lo cual conllevará a obras de ingeniería de mayor envergadura, como los son puentes de alineamiento horizontal curvo.

A diferencia de un alineamiento recto, uno curvo resulta ser más complejo tanto en su análisis estructural como en su construcción. Tan solo en su complejidad geométrica, las cargas gravitacionales inducirán un esfuerzo torsional sobre la estructura creando deformaciones normales alrededor del eje así como también esfuerzos por flexión.

Sin embargo, la carga gravitacional (cargas muertas) no es la única que actúa. Una importante consideración se debe tomar al realizar el análisis por carga de camión (cargas vivas), ya que se requiere de una correcta ubicación de la carga para que esta produzca los máximos esfuerzos necesarios que deben considerarse para el diseño.

La efectividad del análisis estructural consiste en determinar la acción de cada miembro para cada carga aplicada. Para poder conseguir este objetivo se deben evaluar correctamente los siguientes puntos:

- Modelo matemático y condiciones de borde
- Aplicación de las cargas

El modelo matemático deberá representar la rigidez real de la estructura así como también las condiciones de borde. Varios métodos se han desarrollado para el análisis de puentes curvos, los cuales incluyen métodos simplificados y análisis refinados.



CAPÍTULO 3

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS SUPERESTRUCTURAS



CAPÍTULO 3

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LAS SUPERESTRUCTURAS

3.1 Características geométricas

- Tablero: ancho total de 12.50 metros.
- Aceras: 1.00 metro de ancho y espesor de 20 cm.
- Barandas: 1.10 metros de alto con columnas de 25 x 25 cm espaciadas cada 2.95 metros medidos de eje a eje y vigas de amarre de 20 x 30 cm, como se muestra en la figuras 3 y 4.
- Espaciamiento: vigas metálicas y nervios espaciados cada 2.5 metros de eje a eje con volados de 1.25 metros. Figuras 5 y 6.

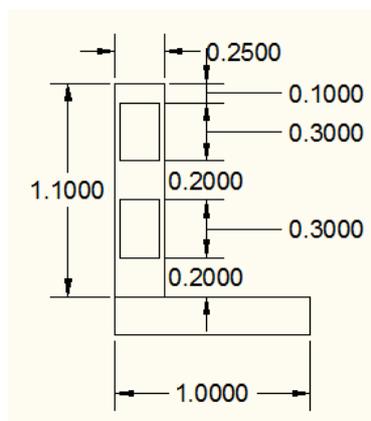


Figura 3.- Detalle de baranda vista transversal.

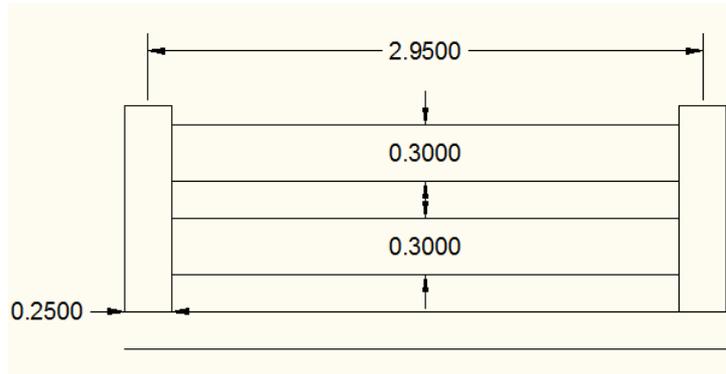


Figura 4.- Detalle de baranda vista longitudinal.

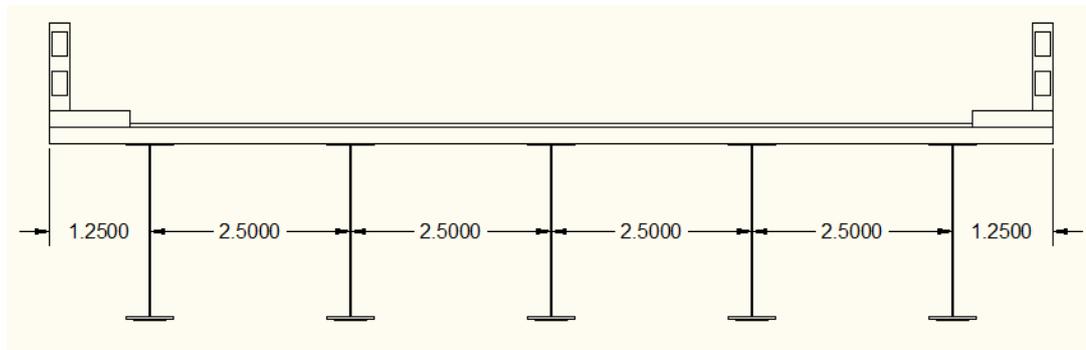


Figura 5.- Sección transversal de puente con vigas metálicas.

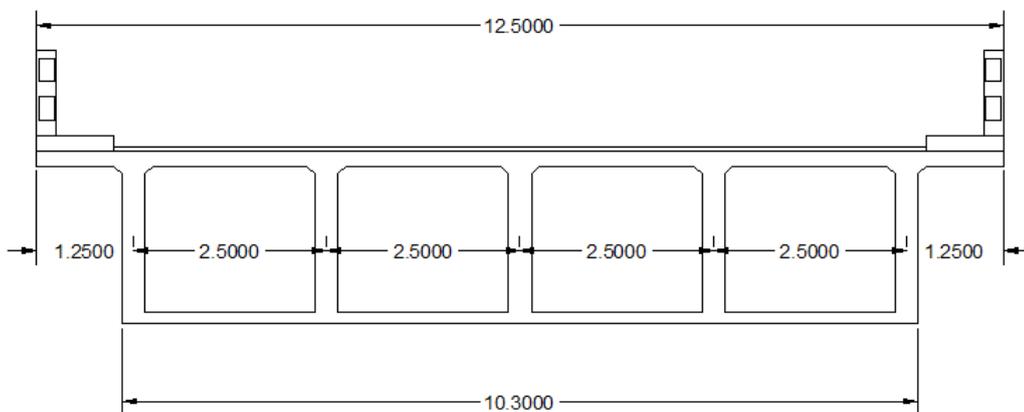


Figura 6.- Sección transversal de puente de viga cajón.



3.2 Ángulos subtendidos a evaluar

Para la comparación de las distintas superestructuras a diseñar se considera a su vez el diseño de un tramo recto ($\theta=0^\circ$). Los ángulos subtendidos a evaluar serán los siguientes: 5° , 15° , 30° , 40° , 50° y 60° .

Tabla 1.- Ángulos y radios para luz de 50 metros

ÁNGULO	RADIO (m)
0°	-
5°	572.96
15°	190.99
30°	95.49
40°	71.62
50°	57.30
60°	47.75

3.3 Definición de materiales a utilizar

Para la losa se utilizará un $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, una capa de asfalto de 5 cm de espesor, aceras y barandas con un $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$. Para el análisis de la sección con vigas I se utilizará acero estructural A588 con $F_y = 50 \text{ ksi}$ y para la viga cajón postensada $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.

3.4 Esfuerzos admisibles según AASHTO STANDARD 2002

3.4.1 Acero Estructural A588

- Miembros a carga axial $0.55F_y = 27 \text{ ksi}$
- Miembros a compresión $0.55F_y = 27 \text{ ksi}$
- Cortante en alma de viga $F_y/3 = 17 \text{ ksi}$

3.4.2 Hormigón Presforzado

Antes del creep y pérdidas por acortamiento

- Compresión miembros postensados $0.55f'_{ci}$
- Tensión $3\sqrt{f'_{ci}}$

Cargas de servicio después de pérdidas

- Compresión $0.40f'_c$
- Tensión $6\sqrt{f'_c}$



CAPÍTULO 4

SUPERESTRUCTURA METÁLICA



CAPÍTULO 4

SUPERESTRUCTURA METÁLICA

4.1 Puente sin curvatura horizontal

4.1.1 Losa

Se emplean los artículos de *AASHTO 8.9.2* y *AASHTO 3.24.1.2b*.

4.1.2.1 Altura mínima de losa

$$h \geq \frac{S + 10}{30} \geq 0.54 \text{ ft}$$

$$S = S' - \frac{b_f}{2} = 250 - \frac{60}{2} = 220 \text{ cm}$$

$$S = 7.22 \text{ ft}$$

$$h = \frac{7.22 + 10}{30} = 0.57 \text{ ft} = 17.5 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$



4.1.2.2 Carga Muerta

$$losa (w_{lo}) = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$asfalto (w_a) = 0.05 \times 2200 = 110 \text{ kg/m}^2$$

$$aceras (w_{ac}) = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$barandas (w_b) = 0.25 \times 0.25 \times 1.10 \times 2400 = 165 \text{ kg}$$

$$barandas (w_b) = 4[0.20 \times 0.30 \times 0.375 \times 2400] = 216 \text{ kg}$$

$$barandas (w_b) = 381 \text{ kg}$$

Las cargas muertas se ingresan al SAP2000 para obtener los momentos aplicados sobre la losa como se muestra en las figuras 7 y 8.

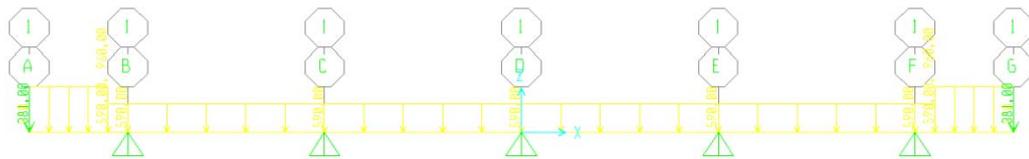


Figura 7.- Sección transversal de carga muerta sobre losa.

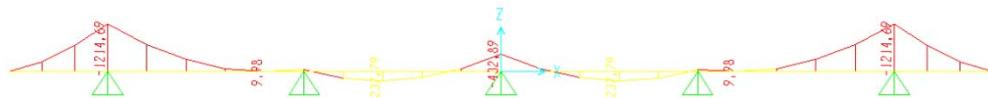


Figura 8.- Momentos por carga muerta sobre losa.

Los máximos momentos por carga muerta se detallan a continuación:

$$M_D^- = 1214.69 \text{ kg} - m/m \text{ (tramo exterior)}$$

$$M_D^- = 432.89 \text{ kg} - m/m \text{ (tramo interior)}$$

$$M_D^+ = 237.79 \text{ kg} - m/m \text{ (tramo interior)}$$



4.1.2.3 Carga Viva

Se determina el momento por carga viva de un tramo interior sobre la losa aplicando el artículo *AASHTO 3.24.3.1*.

$$M_L = 0.8 \times \left(\frac{S + 2}{32} \right) P_{20} = \left(\frac{7.22 + 2}{32} \right) \times 16000 = 3688 \text{ lbs} - \text{pie/pie}$$

Se determina el momento por carga viva de un tramo de volado sobre la losa aplicando el artículo *AASHTO 3.24.5.1.1*.

$$E = 0.8X + 3.75$$

$$M_L = \left(\frac{P}{E} \right) X *$$

**No aplica debido que la carga aplicada a un pie del borde de la acera no cae sobre el volado.*

Impacto

Se determina el porcentaje de impacto debido a la carga viva según el artículo *AASHTO 3.8.2.1*.

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0.30$$

$$I = \frac{50}{8.20 + 125} = 0.38$$

$$M_{L+I} = (1.0 + I) \times M_L = (1.0 + 0.30) \times 3688$$

$$M_{L+I} = 4794.4 \text{ lbs} - \text{pie/pie}$$

4.1.2.4 Diseño de losa

Momentos de tramo interior en losa:

$$M_D^- = 432.89 \text{ kg} - \text{m/m}$$

$$M_D^+ = 237.79 \text{ kg} - \text{m/m}$$

$$M_{L+I}^- = 2179.27 \text{ kg} - \text{m/m}$$

$$M_{L+I}^+ = 2179.27 \text{ kg} - \text{m/m}$$



Momentos de volado en losa:

$$M_D^- = 1214.69 \text{ kg} - m/m$$

$$M_{L+I}^- = 0.00 \text{ kg} - m/m$$

Máxima combinación según AASHTO para el diseño, donde se obtiene:

$$M_U = 1.3[1.0DL + 1.67(LL + I)]$$

$$M_U^- = 1.3[1.0 \times 432.89 + 1.67 \times 2179.27] = 5293.95 \text{ kg} - m/m$$

$$M_U^+ = 1.3[1.0 \times 237.79 + 1.67 \times 2179.27] = 5040.32 \text{ kg} - m/m$$

A partir de la geometría de la losa y propiedades se obtiene el acero de refuerzo necesario para cubrir el diseño:

$$b = 100 \text{ cm} \qquad d^- = 15.8 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} \qquad d^+ = 16.8 \text{ cm}$$

Acero Principal en el sentido perpendicular al tráfico

$$A_S^- = 9.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \varphi 14c/15 \text{ cm} (A_S^- = 10.27 \text{ cm}^2)$$

$$A_S^+ = 8.22 \text{ cm}^2 \rightarrow \varphi 14c/15 \text{ cm} (A_S^+ = 10.27 \text{ cm}^2)$$

Acero de Repartición

Se aplica el artículo AASHTO 3.24.10.2 para obtener el refuerzo inferior en el sentido longitudinal del puente.

$$\% = \frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\% = \frac{220}{\sqrt{8.20}} = 77\%$$

$$A_S^+ = 67\% \times 9.25 = 6.20 \text{ cm}^2 \rightarrow \varphi 12c/15 \text{ cm}$$



Acero por Retracción

Se emplea la cuantía necesaria de temperatura del hormigón armado:

$$\rho = 0.0018 \quad A_{\rho} = \rho \times b \times h = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad A_{\rho} \geq 5.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 12 \text{ c} / 20 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

Refuerzo de losa

El detalle del armado de losa se muestra en la figura 9.

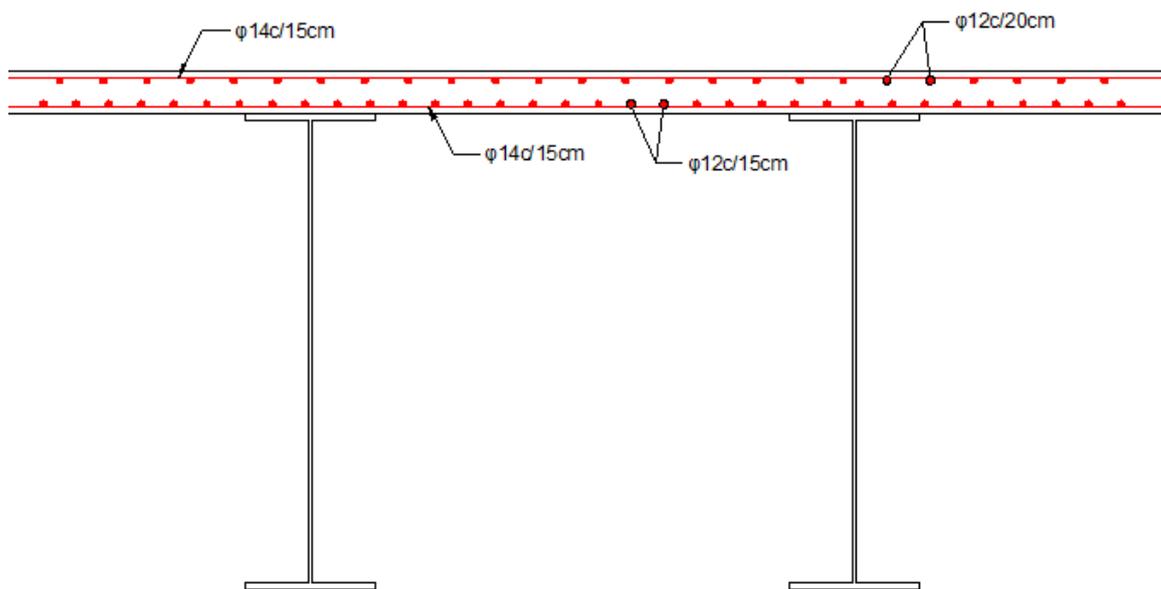


Figura 9.- Detalle de refuerzo de losa.



4.1.2 Viga

Se evalúa una viga de las siguientes dimensiones como se muestra en la figura 10.

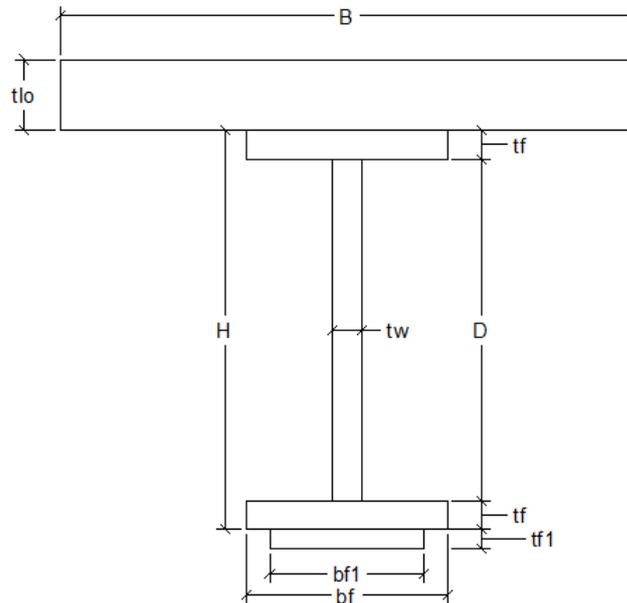


Figura 10.- Sección transversal de viga metálica en el centro del claro.

$$\begin{aligned} H &= 220 \text{ cm} & t_w &= 1.8 \text{ cm} & b_{f1} &= 40 \text{ cm} \\ b_f &= 60 \text{ cm} & t_f &= 2.8 \text{ cm} & t_{f1} &= 1.8 \text{ cm} \end{aligned}$$

4.1.2.1 Flexión por carga muerta

Según AASHTO 3.23.2.3.1.1 las cargas muertas superimpuestas se distribuyen igual sobre todas las vigas si son aplicadas después de que la losa haya curado.

Aplicando este criterio la carga superimpuesta total (SDL) por metro cuadrado es la siguiente:

$$\text{asfalto } (w_a) = 110 \times 10.5/12.5 = 92.4 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{aceras } (w_{ac}) = 2 \times 480 \times 1.0/12.5 = 76.8 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{barandas } (w_b) = 2 \times 381/12.5 = 60.96 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{SDL} = 230.16 \text{ kg/m}^2$$

cada viga tien un ancho de influencia = 2.5 m



De donde se obtiene los momentos por carga muerta que cada viga soportará.

$$w_g = 632.23 \text{ kg/m} \rightarrow M_g = \frac{632.23 \times 50^2}{8} = 197.6 \text{ Ton} - m$$

$$w_{lo} = 1200 \text{ kg/m} \rightarrow M_{lo} = \frac{1200 \times 50^2}{8} = 375 \text{ Ton} - m$$

$$w_{SDL} = 575.4 \text{ kg/m} \rightarrow M_{SDL} = \frac{575.4 \times 50^2}{8} = 179.81 \text{ Ton} - m$$

4.1.2.2 Flexión por carga viva

Debido a que la luz del puente es de 50 metros la carga que predomina para obtener el máximo momento es la de la carga distribuida. Se obtiene el máximo momento por carril de un tramo simplemente apoyado más su respectivo impacto.

$$M_L = \frac{0.64 \times 164^2}{8} + \frac{18 \times 164}{4} = 2889.68 \text{ kips} - ft/carril$$

$$I = \frac{50}{L + 125} = \frac{50}{164 + 125} = 0.17$$

$$M_{L+I} = 3380.93 \text{ kips} - ft/carril$$

Viga Interior Factor de Distribución

Se aplica el artículo AASHTO 3.23.2.2 para determinar el momento por carga viva por viga interior.

$$fd = \frac{S}{5.5} = \frac{8.2}{5.5} = 1.49$$

$$M_{L+I} = 3380.93 \times \frac{1.49}{2} = 2518.79 \text{ kips} - ft$$

$$M_{L+I} = 348.97 \text{ Ton} - m$$

Viga Exterior Factor de Distribución

Se aplica el artículo AASHTO 3.23.2.3.1.5 para determinar el momento por carga viva de una viga exterior.



$$fd = \frac{S}{4 + 0.25S} = \frac{8.2}{4 + 0.25 \times 8.2} = 1.36$$

$$M_{L+I} = 3380.93 \times \frac{1.36}{2} = 2299.03 \text{ kips} - ft$$

$$M_{L+I} = 318.52 \text{ Ton} - m$$

4.1.2.3 Determinación de esfuerzos de flexión

Los esfuerzos considerados en la viga son antes y después de que la losa haya fraguado, es decir como sección simple y como sección compuesta con la losa respectivamente.

Sección Simple

Las propiedades de la sección simple se muestran a continuación:

$$A = 793.92 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 52029 \text{ cm}^3$$

$$S_b = 61395 \text{ cm}^3$$

$$w_{SOB} = 50 \text{ kg/m}^2 *$$

**Se considera para el análisis una sobrecarga constructiva.*

$$M_{SOB} = \frac{125 \times 50^2}{8} = 39.06 \text{ Ton} - m$$

- Esfuerzo en fibra superior en la sección central

$$f_t = \frac{M_g + M_{lo} + M_{SOB}}{S_t}$$

$$f_t = \frac{197.6 \times 10^5 + 375 \times 10^5 + 39.06 \times 10^5}{52029} = 1175.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 16.79 \text{ ksi}$$



- Esfuerzo en fibra inferior en la sección central

$$f_b = \frac{M_g + M_{lo} + M_{SOB}}{S_b}$$

$$f_b = \frac{197.6 \times 10^5 + 375 \times 10^5 + 39.06 \times 10^5}{61395} = 996.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 14.23 \text{ ksi}$$

Ambos esfuerzos son menores que los admisibles.

Sección Compuesta

Una vez que la losa ha fraguado con la viga forma una sección compuesta, el ancho efectivo de losa para sección compuesta se determina a partir del artículo AASHTO 10.38.3.2.

$$B \leq L/4 = 50/4 = 12.5 \text{ m}$$

$$B \leq S = 2.5 \text{ m}$$

$$B \leq 12h_{lo} = 12 \times 0.2 = 2.4 \text{ m}$$

Se elige el menor de los valores

Las propiedades de la sección compuesta se muestran a continuación:

$$n = \frac{E_c}{E_s} = \frac{1}{7}$$

$$B' = \frac{1}{7} \times B = 34.39 \text{ cm}$$

$$I_c = 12492902 \text{ cm}^4$$

$$y_{tc} = 59.78 \text{ cm}$$

$$y_{bc} = 162.02 \text{ cm}$$



- Esfuerzo en fibra superior en la sección central

$$f_t = \frac{M_g + M_{lo}}{S_t} + \frac{M_{SDL} + M_{L+I}}{I_c} y_{tc}$$

$$f_t = \frac{197.6 \times 10^5 + 375 \times 10^5}{52029} + \frac{179.81 \times 10^5 + 348.97 \times 10^5}{12492902} \times 59.78$$

$$f_t = 1353.57 \text{ kg/cm}^2 = 19.34 \text{ ksi}$$

- Esfuerzo en fibra inferior en la sección central

$$f_b = \frac{M_g + M_{lo}}{S_b} + \frac{M_{SDL} + M_{L+I}}{I_c} y_{tb}$$

$$f_b = \frac{197.6 \times 10^5 + 375 \times 10^5}{61395} + \frac{179.81 \times 10^5 + 348.97 \times 10^5}{12492902} \times 162.02$$

$$f_b = 1618.42 \text{ kg/cm}^2 = 23.12 \text{ ksi}$$

Ambos esfuerzos son menores que los admisibles.

Esfuerzos en losa

- Esfuerzo en fibra superior en la sección central

$$f_t = n \frac{M_{SDL} + M_{L+I}}{I_c} y'_{tc}$$

$$f_t = \frac{1}{7} \times \frac{179.81 \times 10^5 + 348.97 \times 10^5}{12492902} \times 79.78 = 48.24 \text{ kg/cm}^2 = 0.69 \text{ ksi}$$

- Esfuerzo en fibra inferior en la sección central

$$f_b = n \frac{M_{SDL} + M_{L+I}}{I_c} y_{tc}$$

$$f_b = \frac{1}{7} \times \frac{179.81 \times 10^5 + 348.97 \times 10^5}{12492902} \times 59.78 = 36.15 \text{ kg/cm}^2 = 0.52 \text{ ksi}$$



4.1.2.4 Cortante por carga muerta

Se determinan los valores de cortante máximo por carga muerta.

$$w_g = 632.23 \text{ kg/m} \rightarrow V_g = w_g \frac{L}{2} = 15.81 \text{ Ton}$$

$$w_{lo} = 1200 \text{ kg/m} \rightarrow V_{lo} = w_{lo} \frac{L}{2} = 30 \text{ Ton}$$

$$w_{SDL} = 575.4 \text{ kg/m} \rightarrow V_{SDL} = w_{SDL} \frac{L}{2} = 14.39 \text{ Ton}$$

4.1.2.5 Cortante por carga viva

Debido a que la luz del puente es de 50 metros la carga que predomina para obtener el máximo cortante en el extremo es la de la carga distribuida.

$$V_L = \frac{0.64 \times 164}{2} + 26 = 78.5 \text{ kips/carril}$$

Tanto el impacto, como el factor de distribución ya fueron determinados anteriormente, por lo tanto:

Viga Interior

$$V_{L+I} = \frac{V_L}{2} \times (1 + I) \times fd = \frac{78.5}{2} \times 1.17 \times 1.49 = 68.4 \text{ kips}$$

$$V_{L+I} = 31.1 \text{ Ton}$$

Viga Exterior

$$V_{L+I} = \frac{V_L}{2} \times (1 + I) \times fd = \frac{78.5}{2} \times 1.17 \times 1.36 = 62.5 \text{ kips}$$

$$V_{L+I} = 28.4 \text{ Ton}$$



4.1.2.6 Determinación de esfuerzo de corte

$$V = V_g + V_{lo} + V_{SDL} + V_{L+I} = 91.3 \text{ Ton}$$

$$f_v = \frac{V}{D \times t_w} = \frac{91.3 \times 10^3}{214.4 \times 1.8} = 236.58 \text{ kg/cm}^2 = 3.38 \text{ ksi}$$

El esfuerzo es menor que el admisible.

4.1.3 Rigidizadores

Se aplican los artículos *AASHTO 10.34.4.1*, *AASHTO 10.34.4.2*, *AASHTO 10.34.4.3* para el diseño de los rigidizadores.

Pueden ser omitidos si:

$$f_v < F_v$$

$$F_v = \frac{7.33 \times 10^7}{(D/t_w)^2} \leq \frac{F_y}{3}$$

$$F_v = \frac{7.33 \times 10^7}{(214.4/1.8)^2} = 5.17 \text{ ksi} \leq 17 \text{ ksi}$$

ó

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

$$\frac{D}{t_w} = \frac{214.4}{1.8} = 119.11$$

Por lo tanto no se necesitan rigidizadores transversales intermedios, sin embargo se usarán para amarrar los diafragmas.

Espaciamiento máximo para los rigidizadores

El espaciamiento máximo de los rigidizadores transversales será:

$$d_o = D[260/(D/t_w)]^2 = 214.4[260/119.11]^2$$

$$d_o = 10.2 \text{ m}$$



El primer rigidizador transversal intermedio tiene un espaciamiento máximo de:

$$d'_0 \leq 1.5D = 1.5 \times 214.4$$

$$d'_0 \leq 3.2 \text{ m}$$

La disposición se muestra a continuación en la figura 11:

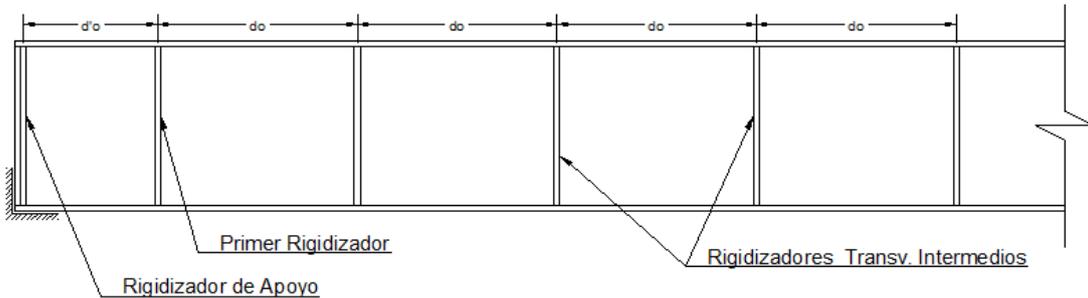


Figura 11.- Espaciamiento de rigidizadores transversales.

El espaciamiento escogido para el primer rigidizador transversal intermedio es de $d'_0=2.50$ metros. El de los rigidizadores transversales intermedios es $d_0= 7.50$ metros.

4.1.3.1 Rigidizador Transversal en Apoyo

Deberá haber rigidizadores transversales en los apoyos extremos o apoyos intermedios continuos en vigas armadas soldadas, según *AASHTO 10.34.6.1*.

Usar PL 200 X 20 mm (A36)

$V = 91.3 \text{ Ton}$

$L = 214.4 \text{ cm}$

$$t \geq \frac{b'}{12} \sqrt{\frac{F_y}{33000}} = \frac{200}{12} \sqrt{\frac{36000}{33000}} = 17.4 \text{ mm}$$

a. Pandeo Local

$$\frac{b'}{t} \leq 0.48 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow \frac{200}{20} \leq 0.48 \sqrt{\frac{29000}{36}}$$

$$10 \leq 12.8$$



b. Resistencia en apoyo

$$A_{pn} = 2[(b' - a)t] = 2[(200 - 40) \times 20] = 6400 \text{ mm}^2$$

$$A_{pn} = 9.92 \text{ in}^2$$

$$B_r = A_{pn}F_a = 9.92 \times (0.8 \times 36) = 285.70 \text{ kips (AASHTO Tabla 10.3.21.A)}$$

$$B_r = 129.86 \text{ Ton} \geq 91.3 \text{ Ton}$$

c. Resistencia Axial

$$A_s = 2[b' \times t] + 18t_w^2 = 2[200 \times 20] + 18(18^2)$$

$$A_s = 13832 \text{ mm}^2 = 21.44 \text{ in}^2$$

$$I_R = \frac{t \times (2 \times b' + t_w)^3}{12} = \frac{20 \times (2 \times 200 + 18)^3}{12} = 121.7 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_R = 292.39 \text{ in}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I_R}{A_s}} = \sqrt{\frac{292.39}{21.44}} = 3.69 \text{ in}$$

$$\frac{KL}{r} \leq 140 \rightarrow \frac{0.75 \times (214.4/2.54)}{3.69} = 17.2 \leq 140$$

$$\frac{KL}{r} \leq C_c \rightarrow C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.1$$

$$F_a = \frac{F_y}{FS} \left[1 - \frac{(KL/r^2)F_y}{4\pi^2 E} \right] = 16980 - 0.53(KL/r)^2$$

$$F_a = 16980 - 0.53(17.2)^2 = 16.8 \text{ kips}$$

$$P_a = F_a A_g = 16.8 \times 21.44 = 360 \text{ kips}$$

$$P_a = 163.6 \text{ Ton} \geq 91.3 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$



4.1.3.2 Rigidizadores Transversales Intermedios

Usar PL 150 X 10 mm Acero estructural A36

- Primer Rigidizador Transversal Intermedio

$$d'_o = 2.5 \text{ m}$$

$$I_{min} = d'_o \times t_w^3 \times J$$

$$J = 2.5(D/d'_o)^2 - 2 \leq 0.5 \rightarrow J = 2.5(2144/2500)^2 - 2 = -0.16$$

$$J = 0.5$$

$$I_{min} = 2500 \times 18^3 \times 0.5 = 7.29 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_R = \frac{t \times (2 \times b' + t_w)^3}{12} = \frac{10 \times (2 \times 150 + 18)^3}{12} = 26.8 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_R \geq I_{min} \quad \text{OK}$$

- Rigidizador Transversal Intermedio

$$d_o = 7.5 \text{ m}$$

$$I_{min} = d_o \times t_w^3 \times J$$

$$J = 2.5(D/d_o)^2 - 2 \leq 0.5 \rightarrow J = 2.5(2144/7500)^2 - 2 = -1.8$$

$$J = 0.5$$

$$I_{min} = 7500 \times 18^3 \times 0.5 = 21.87 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_R = 26.8 \times 10^6$$

$$I_R \geq I_{min} \quad \text{OK}$$



4.1.4 Diafragmas

Se aplican los artículos *AASHTO 3.15* y *AASHTO 10.20.2.2* para el diseño de los diafragmas considerando como carga la de viento.

Carga de viento

$$W = 50 \text{ lbs/ft}^2 = 245 \text{ kg/m}^2$$

a. Fuerzas de viento

$$W_{bf} = W \frac{h_v}{2} = 245 \times \frac{2.20}{2} = 269.5 \text{ kg/m}$$

$$W_{tf} = W \left(H - \frac{h_v}{2} \right) = 245 \times \left(3.7 - \frac{2.20}{2} \right) = 637 \text{ kg/m}$$

b. Fuerza en elementos

$$F_D = 1.14 W S_d$$

$$S_d = \text{separación de diafragmas}$$

Puntal Inferior

$$F_{bf} = 1.14 W_{bf} S_d = 1.14 \times 269.5 \times 7.5 = 2.3 \text{ Ton}$$

Diagonal

$$F_d = 1.14 \frac{W_{tf}}{\cos \varphi} S_d = 1.14 \times \frac{637}{\cos 60} \times 7.5 = 10.9 \text{ Ton}$$

c. Diseño de elementos

Puntal Inferior

Usar L 100 X 100 X 10 mm (A36)

$$A_g = 19 \text{ cm}^2$$

$$r = 3.08 \text{ cm}$$

$$L = 250 \text{ cm}$$



$$\frac{KL}{r} \leq 140 \rightarrow \frac{0.75 \times 250}{3.08} = 60.9$$

$$\frac{b}{t} = \frac{100}{10} = 10$$

$$\frac{b}{t} \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.8$$

$$\frac{KL}{r} \leq C_c \rightarrow C_c = 126.1$$

$$F_a = 16980 - 0.53(KL/r)^2$$

$$F_a = 16980 - 0.53(60.9)^2 = 15.0 \text{ kips} = 1050 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_a = F_a A_g = 1050 \times 19 = 20.0 \text{ Ton} \geq 2.3 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

Diagonal

Usar L 75 X 75 X 10 mm (A36)

$$A_g = 14 \text{ cm}^2 \quad r = 2.28 \text{ cm} \quad L = 250 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} \leq 140 \rightarrow \frac{0.75 \times 250}{2.28} = 82.2$$

$$\frac{b}{t} = \frac{75}{8} = 9.4$$

$$\frac{b}{t} \leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.45 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 12.8$$



$$\frac{KL}{r} \leq C_c \rightarrow C_c = 126.1$$

$$F_a = 16980 - 0.53(KL/r)^2$$

$$F_a = 16980 - 0.53(82.2)^2 = 13.4 \text{ kips} = 938 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_a = F_a A_g = 938 \times 14 = 13.1 \text{ Ton} \geq 10.9 \text{ Ton} \quad \text{OK}$$

4.1.5 Análisis con SAP2000

Debido a la complejidad en el análisis manual de un tramo con curvatura horizontal, su análisis estructural se lo realizará con la ayuda del programa SAP2000, que cuenta con el módulo conocido con el nombre Bridge Modeler para modelar puentes.

Inicialmente para verificar la confiabilidad del módulo de puentes con que cuenta el SAP2000, se modelará la superestructura con un ángulo de 0° , cuyos resultados se compararán con los obtenidos manualmente del numeral anterior.

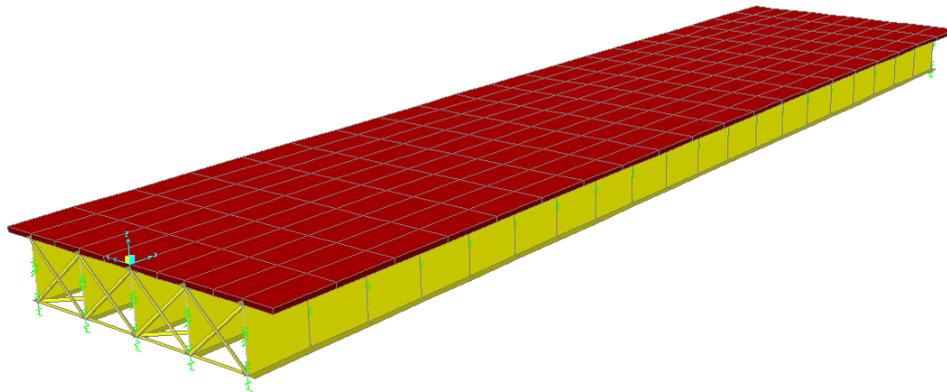


Figura 12.- Puente metálico $\theta = 0^\circ$.



4.1.5.1 Deflexión límite por carga viva

Según *AASHTO 10.6* miembros con luces simplemente apoyadas o continuas deberá ser diseñada para que la deflexión por carga viva más impacto no exceda $1/800$ de la luz, por lo tanto para una luz de puente de 50 metros la máxima deflexión es de:

$$\frac{L}{800} = \frac{5000}{800} = 6.25 \text{ cm}$$

La deflexión obtenida del análisis por carga viva más impacto fue de 3.00 cm, lo cual está dentro del rango permisible ya que se obtiene una relación de:

$$\frac{L}{3.00} = \frac{5000}{3.00} = 1667 \rightarrow \frac{L}{800} < \frac{L}{1667}$$

4.1.5.2 Momentos y cortantes

Los momentos máximos corresponden en el centro del claro, mientras que los cortantes máximos en el extremo de la viga más crítica.

Tabla 2.- Momentos y cortantes máximos

	MOMENTO (Ton-m)	CORTANTE (Ton)
DL	569.64	47.76
SDL	178.33	14.94
LL + I	210.52	30.90

DL = Carga Muerta

SDL = Carga Superimpuesta

LL + I = Carga Viva + Impacto



4.2 Puentes con curvatura horizontal

El análisis de los puentes con curvatura horizontal se los realizó con la ayuda del SAP2000.

4.2.1 Modelos curvos

- Puente con ángulo subtendido 5°

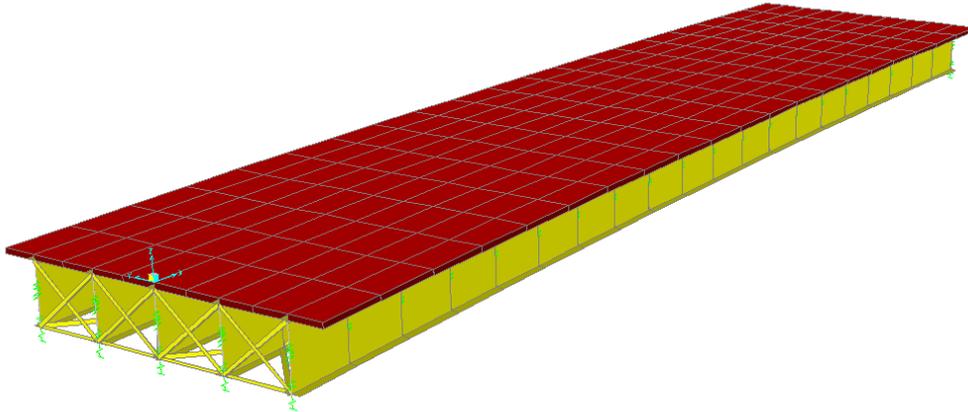


Figura 13.- Puente metálico $\theta = 5^\circ$.

- Puente con ángulo subtendido 15°

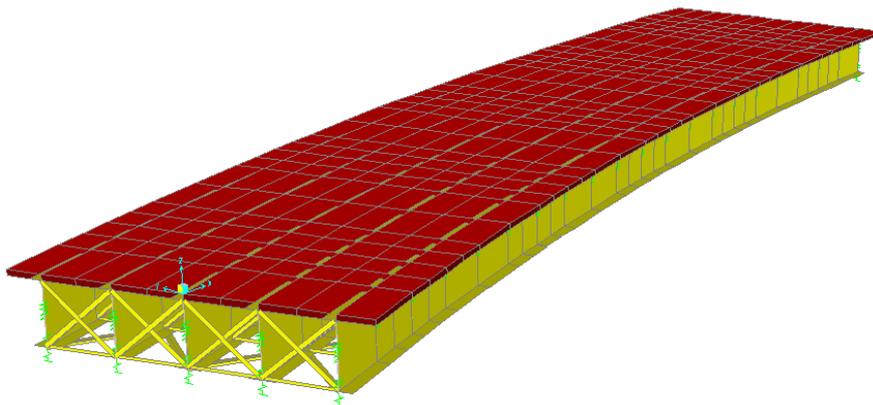


Figura 14.- Puente metálico $\theta = 15^\circ$.



- Puente con ángulo subtendido 30°

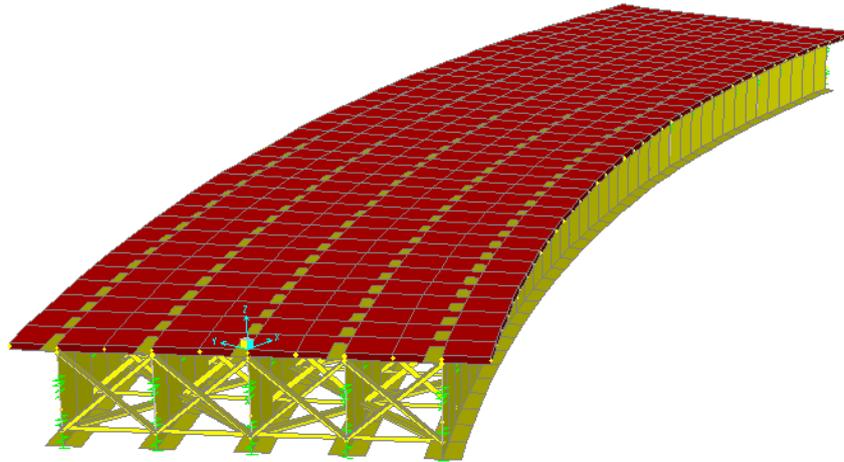


Figura 15.- Puente metálico $\theta = 30^\circ$.

- Puente con ángulo subtendido 40°

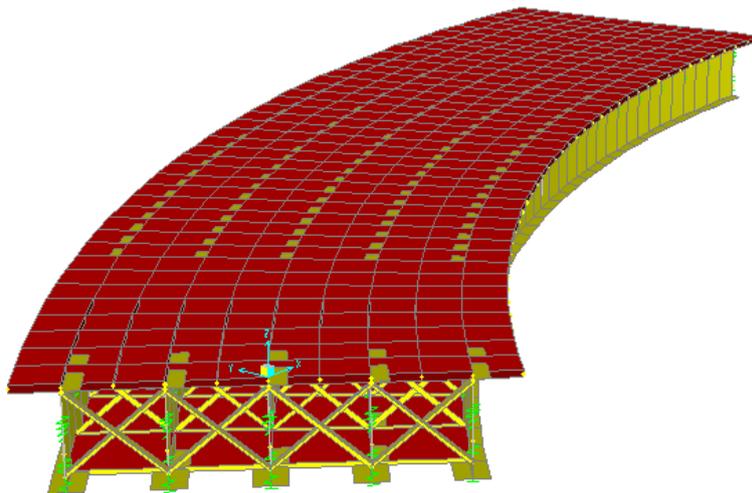


Figura 16.- Puente metálico $\theta = 40^\circ$.



- Puente con ángulo subtendido 50°

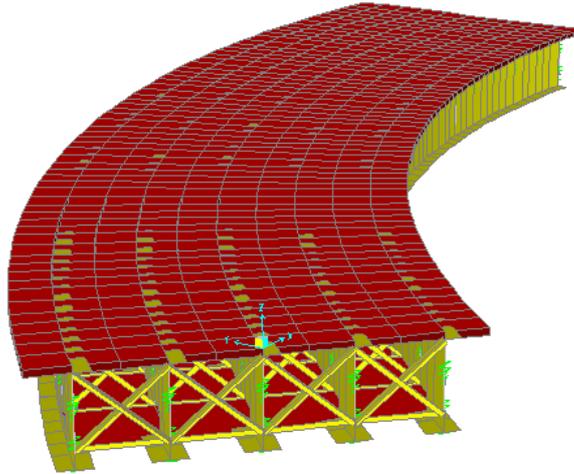


Figura 17.- Puente metálico $\theta = 50^\circ$.

- Puente con ángulo subtendido 60°

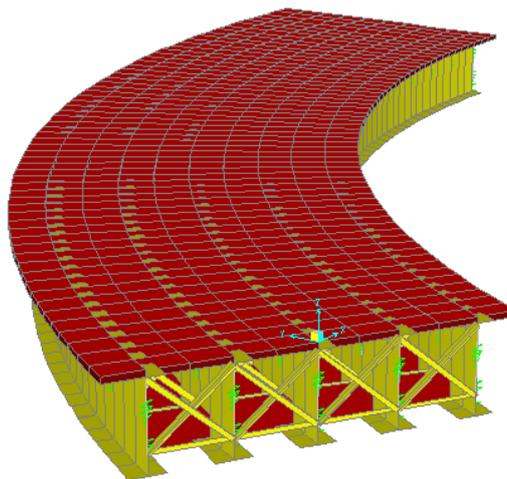


Figura 18.- Puente metálico $\theta = 60^\circ$.



4.2.2 Resultados de análisis

Las siguientes tablas muestran los resultados obtenidos para los distintos modelos en función del ángulo subtendido, manteniendo las secciones originales de todos los elementos estructurales de la superestructura recta, es decir $\theta = 0^\circ$ (sin considerar reforzamientos por efecto de la curva), con la finalidad de que se puedan comparar entre ellas.

4.2.2.1 Deformaciones

La viga analizada es la más crítica que corresponde a la exterior con mayor longitud.

Tabla 3.- Deformación por carga viva + impacto

ANGULO (GRADOS)	RADIO (m)	LONG. VIGA EXTERIOR (m)	Δ_{LL+I} (cm)	VALOR (K)
0	-	50.00	3.00	1667
5	572.96	50.44	3.23	1562
15	190.99	51.31	3.83	1340
30	95.49	52.62	5.07	1038
40	71.62	53.49	6.19	864
50	57.3	54.37	7.38	737
60	47.75	55.24	9.18	602

$$K = \text{Longitud} / \Delta_{LL+I}$$

* Δ_{LL+I} PERMISIBLE $L/800$

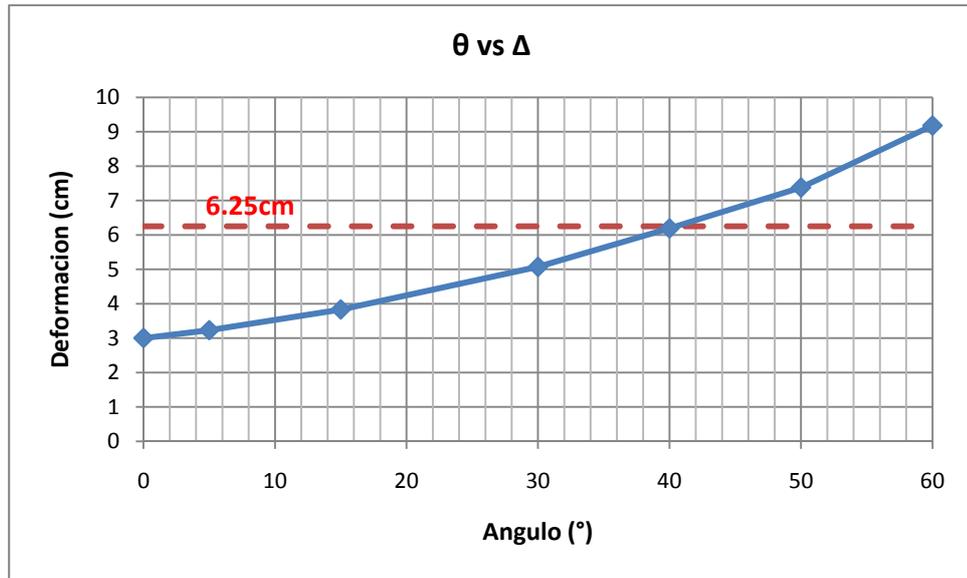


Figura 19.- Ángulo subtendido vs. Deformación.

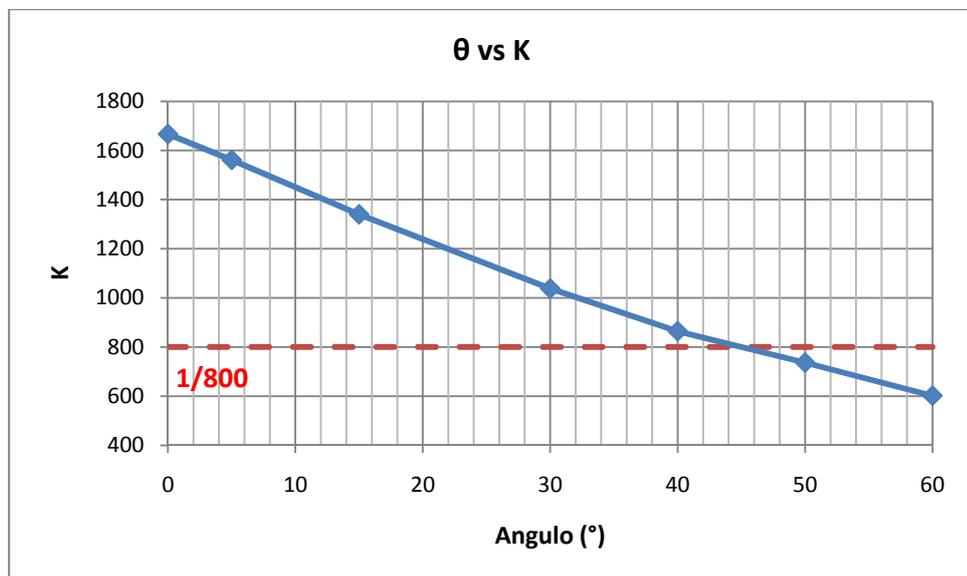


Figura 20.- Ángulo subtendido vs. Relación K



4.2.2.2 Demanda

La viga analizada es la más crítica que corresponde a la exterior con mayor longitud.

Tabla 4.- Demanda de cargas actuantes para sección tipo

θ	MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	DL	SDL	LL+I	DL	SDL	LL+I	DL	SDL	LL+I
0	569.64	178.33	210.52	47.76	14.94	30.90	-	-	7.05
5	591.88	185.30	235.91	55.37	17.32	33.00	5.79	1.81	8.48
15	642.17	201.06	253.97	71.26	22.30	37.64	16.86	5.27	11.15
30	720.60	225.63	281.85	94.66	29.63	44.87	27.92	8.74	15.66
40	777.49	243.46	302.27	110.61	34.63	50.05	36.80	11.52	18.69
50	821.73	257.32	316.85	127.60	39.96	55.81	40.26	12.60	19.28
60	887.37	277.88	340.96	145.82	45.67	62.27	49.41	15.47	22.59

DL = Carga Muerta

SDL = Carga Superimpuesta

LL = Carga Viva + Impacto



o Diagramas de momento

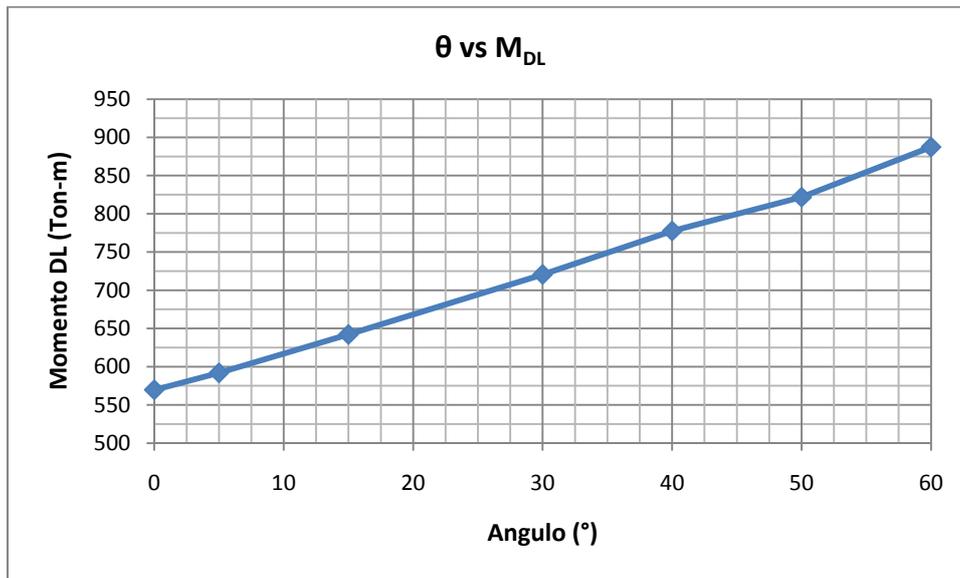


Figura 21.- Ángulo subtendido vs. Momento por carga muerta.

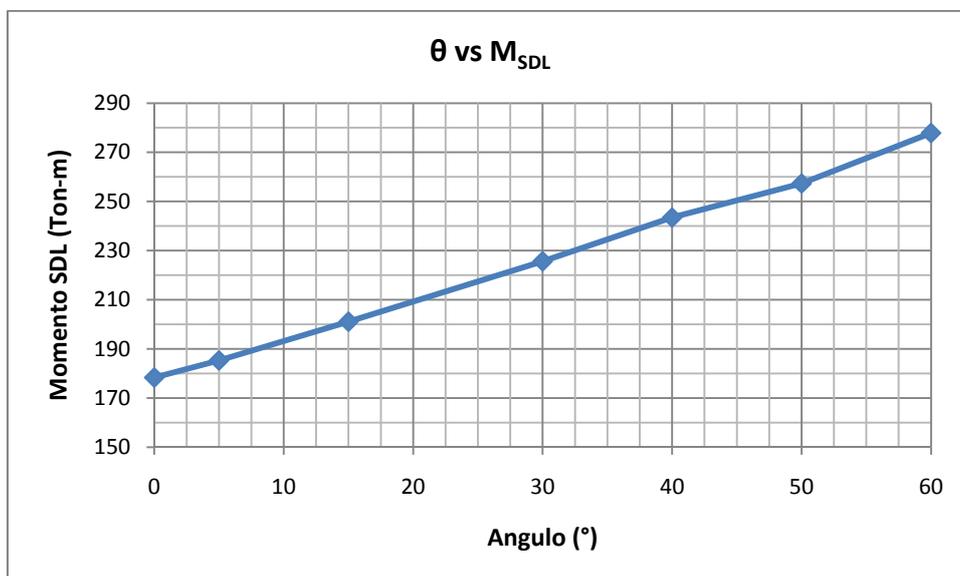


Figura 22.- Ángulo subtendido vs. Momento por carga superimpuesta.

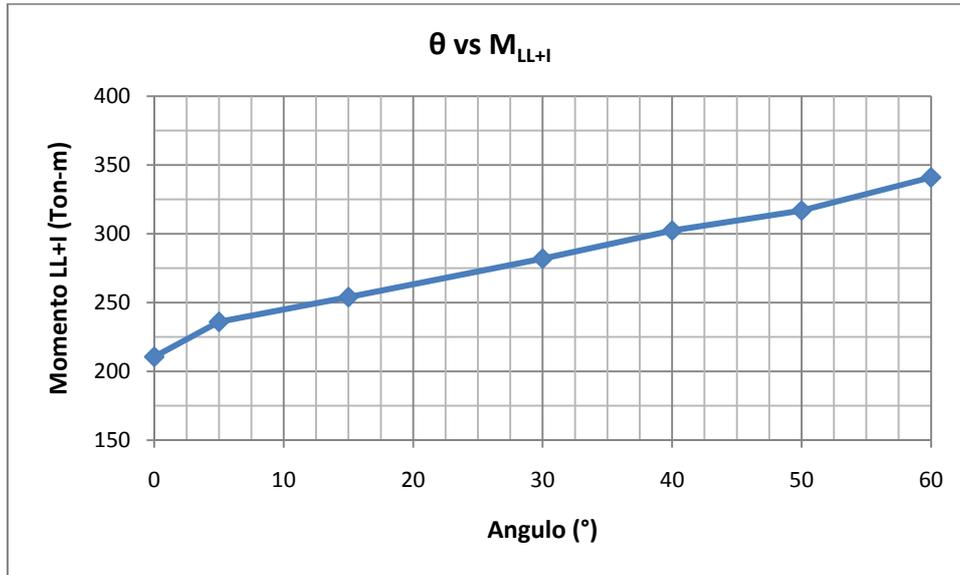


Figura 23.- Ángulo subtendido vs. Momento por carga viva + impacto.

o Diagramas de cortante

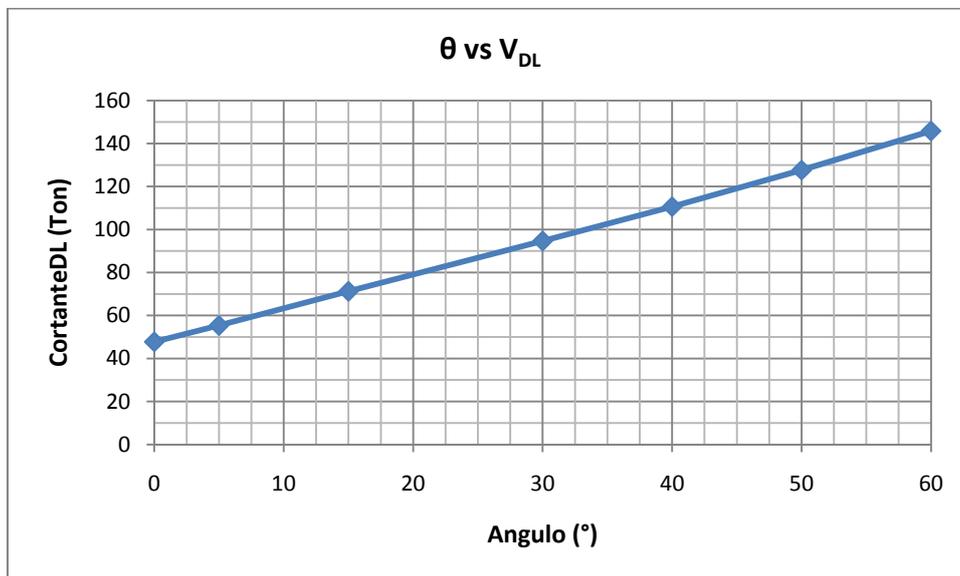


Figura 24.- Ángulo subtendido vs. Cortante por carga muerta.

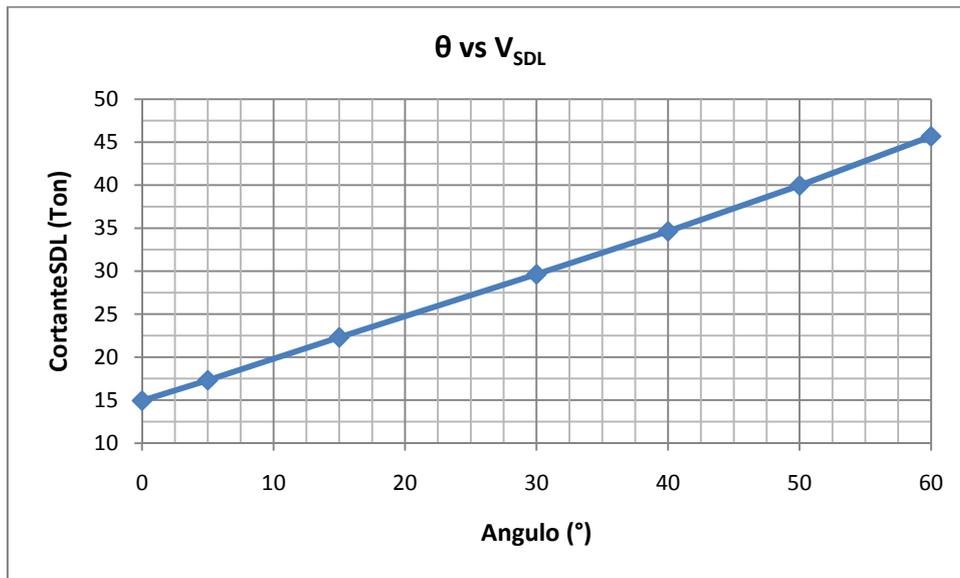


Figura 25.- Ángulo subtendido vs. Cortante por carga superimpuesta.

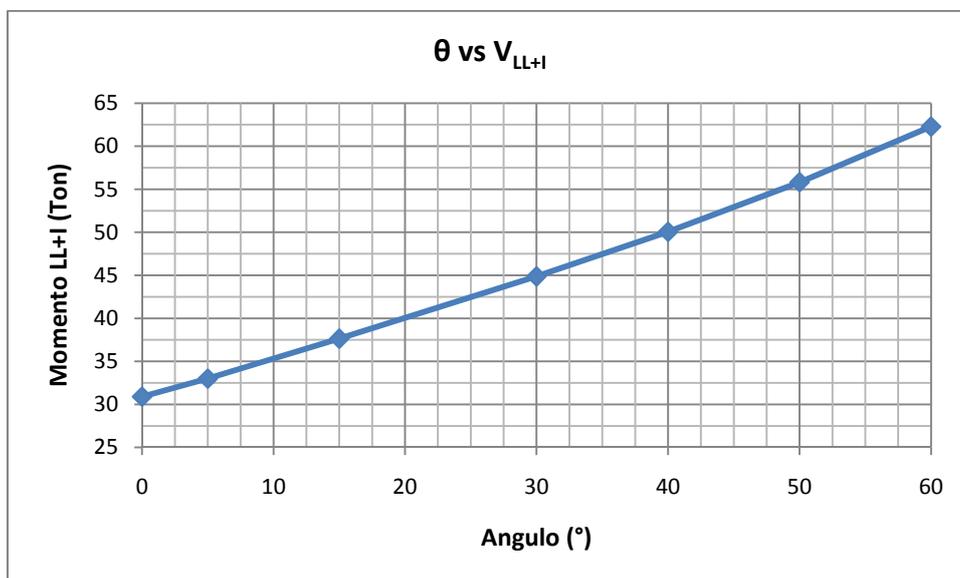


Figura 26.- Ángulo subtendido vs. Cortante por carga viva +impacto.



○ Diagramas de torsión

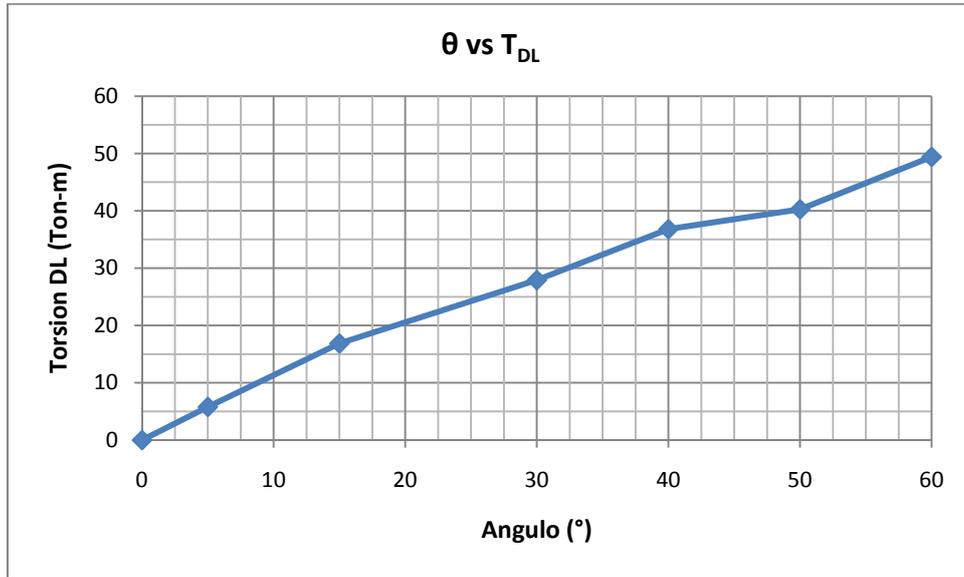


Figura 27.- Ángulo subtendido vs. Torsión por carga muerta.

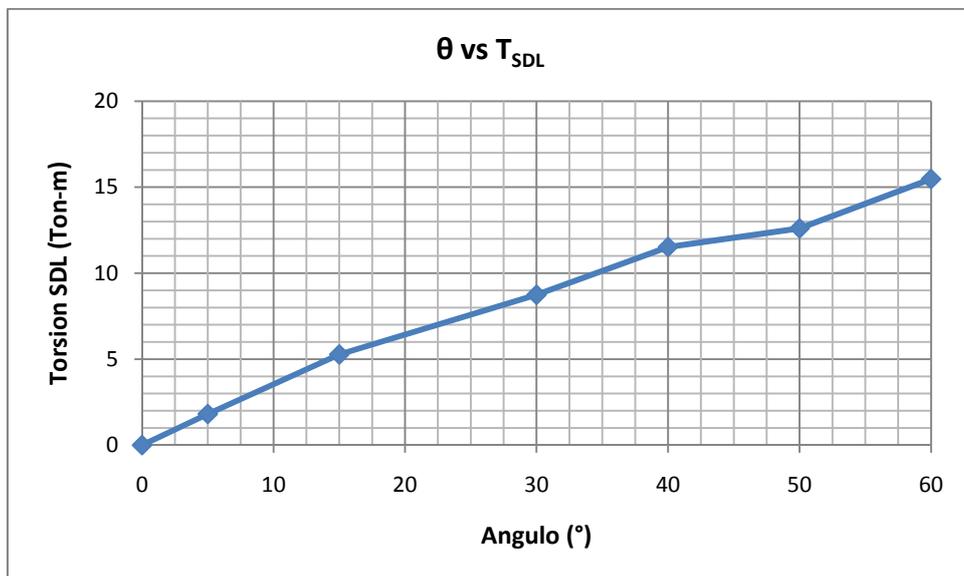


Figura 28.- Ángulo subtendido vs. Torsión por carga superimpuesta.

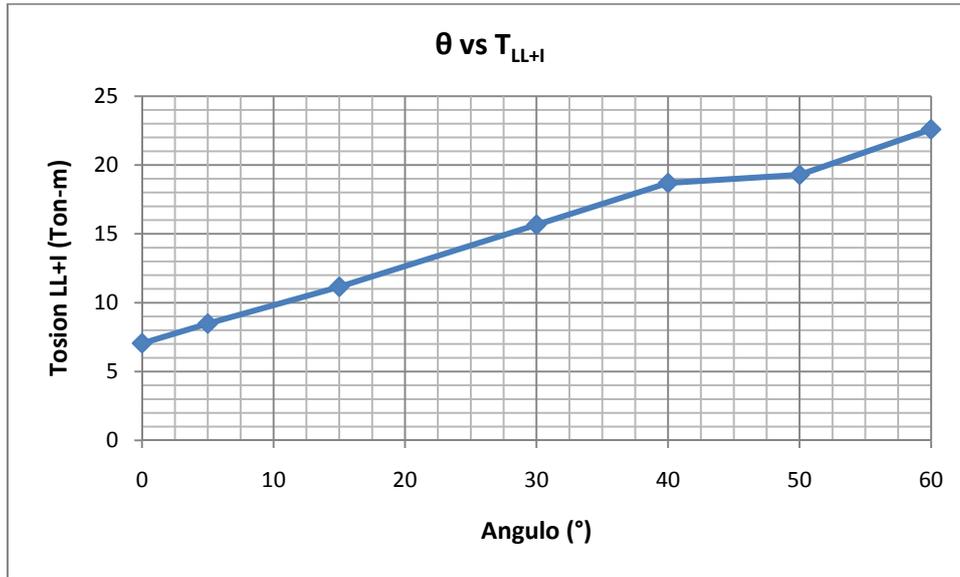


Figura 29.- Ángulo subtendido vs. Torsión por carga viva + impacto.

4.2.2.3 Esfuerzos

La viga analizada es la más crítica que corresponde a la exterior con mayor longitud.

Tabla 5.- Propiedades de sección tipo

Propiedades de Sección Transversal Base			
D =	214.40 cm	I _f =	50400.00 cm ²
t _w =	1.80 cm	E/G =	2.60 cm ⁶
t _f =	2.80 cm	C _w =	1.19E+09
J =	1294.87 cm ⁴	λ =	8.68E-04
Sección Simple		Sección Compuesta	
S _b =	61395.42 cm ³	S _{bc} =	77109.19 cm ³
S _t =	52029.49 cm ³	S _{tc} =	208966.38 cm ³



Tabla 6.- Esfuerzos Máximos

θ	LONG	FLEXION		CORTE	TORSION	CORTE TOTAL
	(cm)	(Kg/cm ²)		(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)	(Kg/cm ²)
	L	f _b	f _t	u _v	u _s	f _v
0	5000	1432	1281	243	379	622
5	5044	1510	1339	274	870	1144
15	5131	1636	1452	340	1819	2159
30	5262	1832	1628	438	2902	3341
40	5349	1974	1755	506	3751	4258
50	5437	2083	1854	579	4074	4653
60	5524	2248	2002	658	4982	5639

Tabla 7.- Comparación de esfuerzos admisibles contra esfuerzos actuantes

θ	FLEXION		ADMISIBLE	CORTE	TORSION	CORTE TOTAL	ADMISIBLE
	(ksi)		(ksi)	(ksi)	(ksi)	(ksi)	(ksi)
	f _b	f _t	f _a	u _v	u _s	f _v	f _{av}
0	20.46	18.30	27.00	3.46	5.42	8.89	17.00
5	21.58	19.13	27.00	3.91	12.43	16.34	17.00
15	23.37	20.74	27.00	4.86	25.99	30.85	17.00
30	26.17	23.25	27.00	6.26	41.46	47.72	17.00
40	28.20	25.08	27.00	7.23	53.59	60.82	17.00
50	29.76	26.49	27.00	8.27	58.21	66.47	17.00
60	32.11	28.60	27.00	9.39	71.17	80.56	17.00



o Diagrama de esfuerzos por flexión

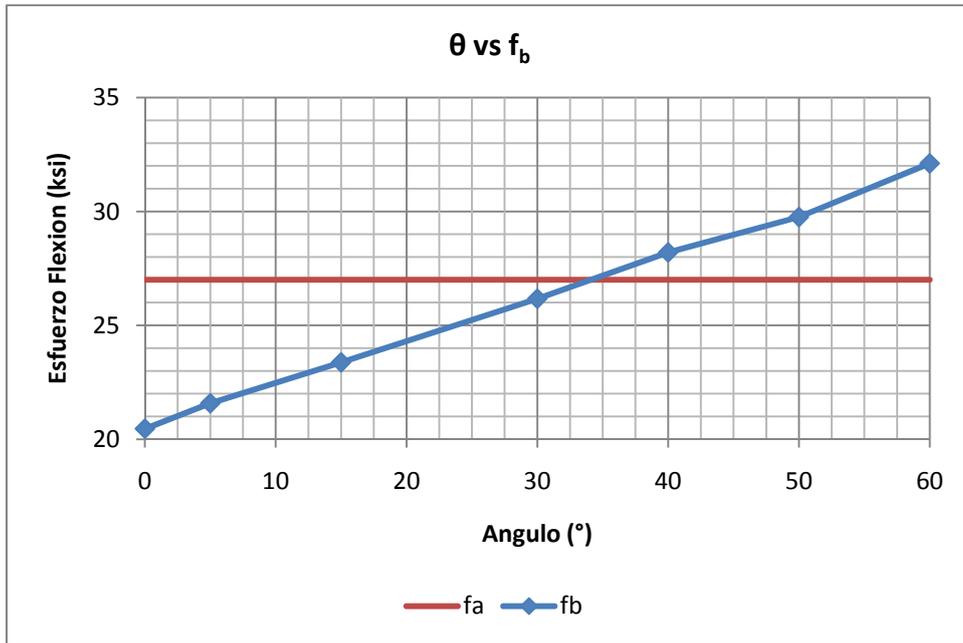


Figura 30.- Ángulo subtendido vs. Esfuerzo en la fibra inferior.

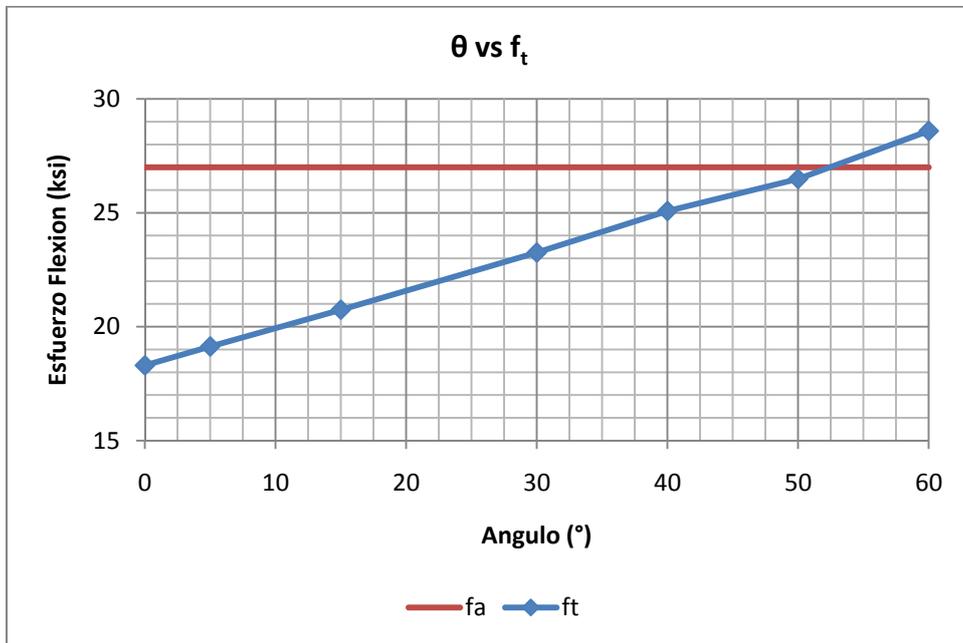


Figura 31.- Ángulo subtendido vs. Esfuerzo en la fibra superior.



o Diagrama de esfuerzos de corte

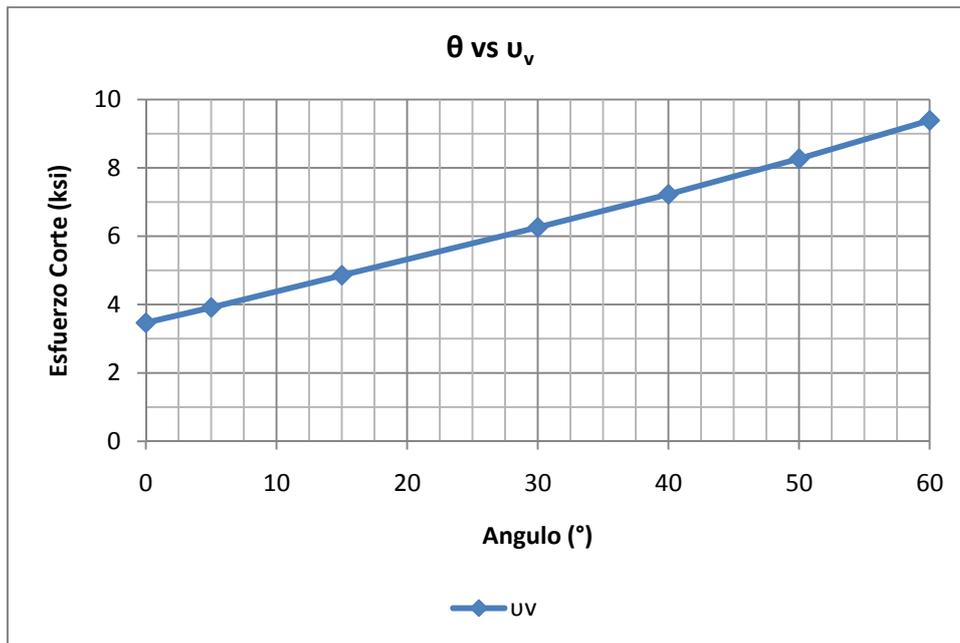


Figura 32.- Ángulo subtendido vs. Esfuerzo de corte.

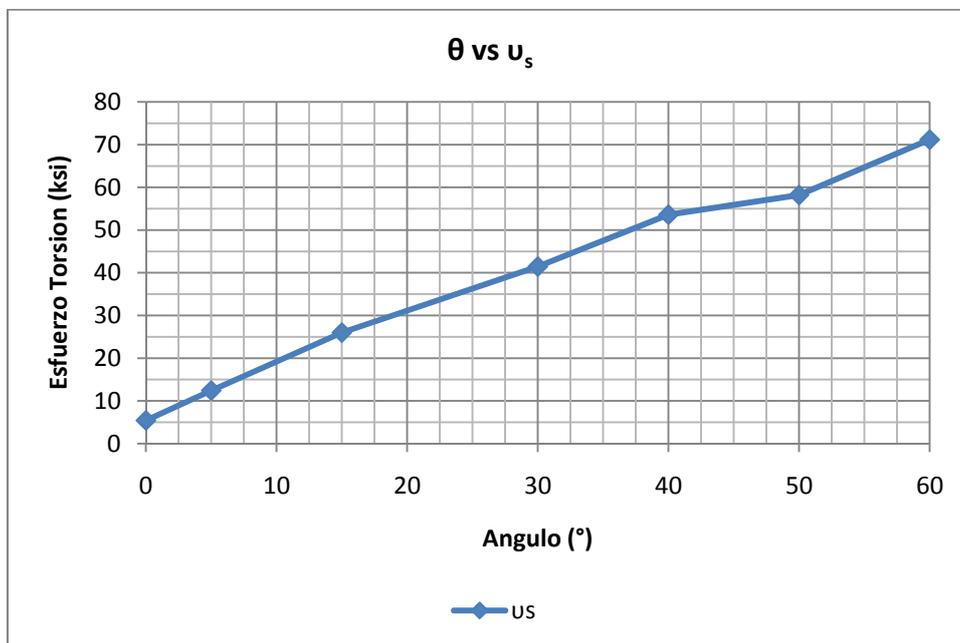


Figura 33.- Ángulo subtendido vs. Esfuerzo de corte por torsión.

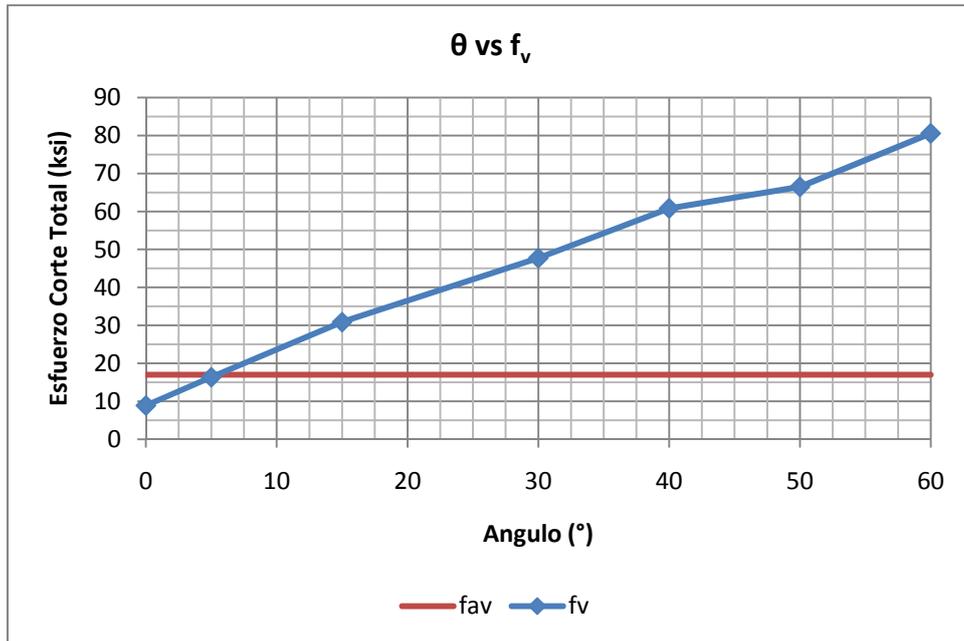


Figura 34.- Ángulo subtendido vs. Esfuerzo total de corte.



4.2.2.4 Reacciones

Las reacciones de las superestructuras se muestran en la figura 35.

Tabla 8.- Reacciones de la superestructura

$\theta = 0^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	47.90	44.77	44.67	44.77	47.90	47.90	44.77	44.67	44.77	47.90
SDL	14.97	14.02	13.95	14.02	14.97	14.97	14.02	13.95	14.02	14.97
LL+I	31.52	26.43	22.34	11.57	-4.63	31.52	26.43	22.34	11.57	-4.63

$\theta = 5^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	55.84	45.84	44.73	43.84	39.79	55.84	45.83	44.73	43.83	39.79
SDL	17.45	14.36	13.97	13.73	12.42	17.45	14.35	13.97	13.73	12.42
LL+I	35.49	29.82	21.37	11.41	-6.06	35.49	29.82	21.37	11.41	-6.06

$\theta = 15^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	72.38	48.17	45.17	42.17	22.13	72.38	48.17	45.17	42.16	22.13
SDL	22.63	15.09	14.11	13.20	6.90	22.63	15.08	14.11	13.20	6.90
LL+I	40.13	30.50	21.70	11.04	-10.21	40.13	30.50	21.71	11.04	-10.21

$\theta = 30^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	96.46	52.39	46.87	41.40	-7.11	96.46	52.39	46.87	41.41	-7.11
SDL	30.18	16.41	14.64	12.94	-2.25	30.18	16.40	14.64	12.95	-2.25
LL+I	46.99	32.03	22.96	11.32	-19.59	46.98	32.02	22.96	11.32	-19.59

$\theta = 40^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	112.98	55.65	48.77	41.04	-28.43	112.99	55.64	48.76	41.05	-28.43
SDL	35.35	17.43	15.24	12.83	-8.93	35.36	17.43	15.24	12.83	-8.93
LL+I	51.92	33.00	23.75	11.40	-27.08	51.91	32.99	23.75	11.41	-27.08

$\theta = 50^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	131.54	58.93	50.28	39.37	-50.09	131.55	58.91	50.27	39.36	-50.07
SDL	41.18	18.44	15.71	12.30	-15.71	41.18	18.43	15.71	12.30	-15.70
LL+I	57.92	33.27	23.75	10.91	-34.74	57.91	33.28	23.76	10.91	-34.73

$\theta = 60^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	150.34	63.18	53.22	39.31	-76.04	150.36	63.16	53.20	39.30	-76.01
SDL	47.07	19.77	16.63	12.28	-23.83	47.07	19.77	16.63	12.28	-23.82
LL+I	69.49	34.95	25.06	11.08	-44.33	64.53	34.65	25.07	11.08	-44.31

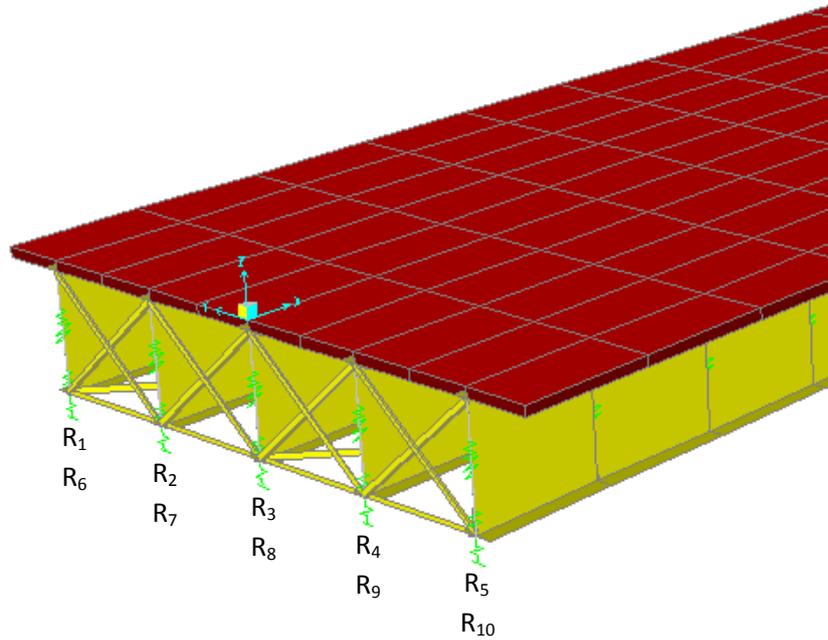


Figura 35.- Reacciones.

o Diagrama de reacciones

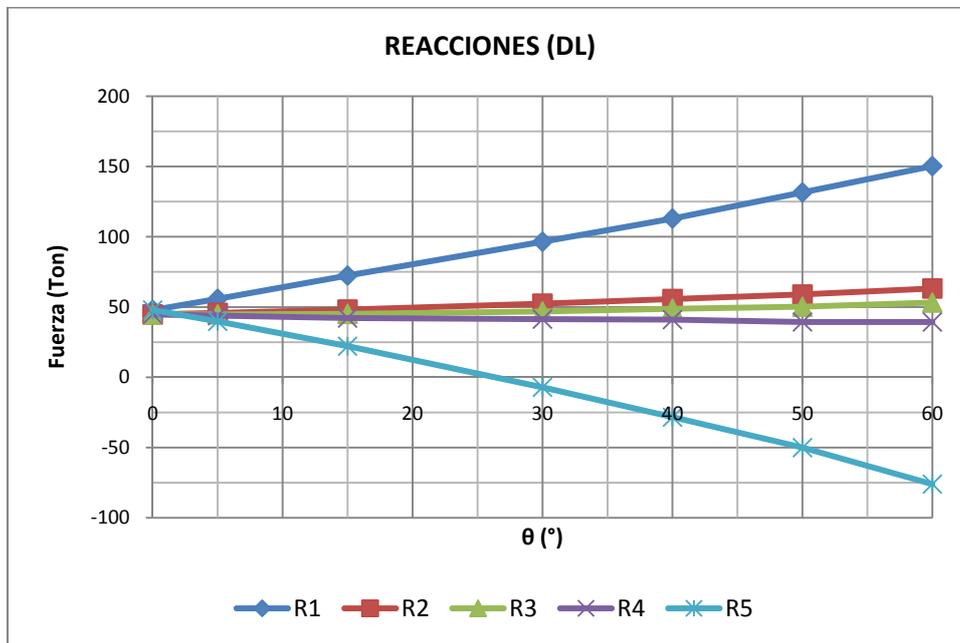


Figura 36.- Ángulo subtendido vs. Reacciones por carga muerta.

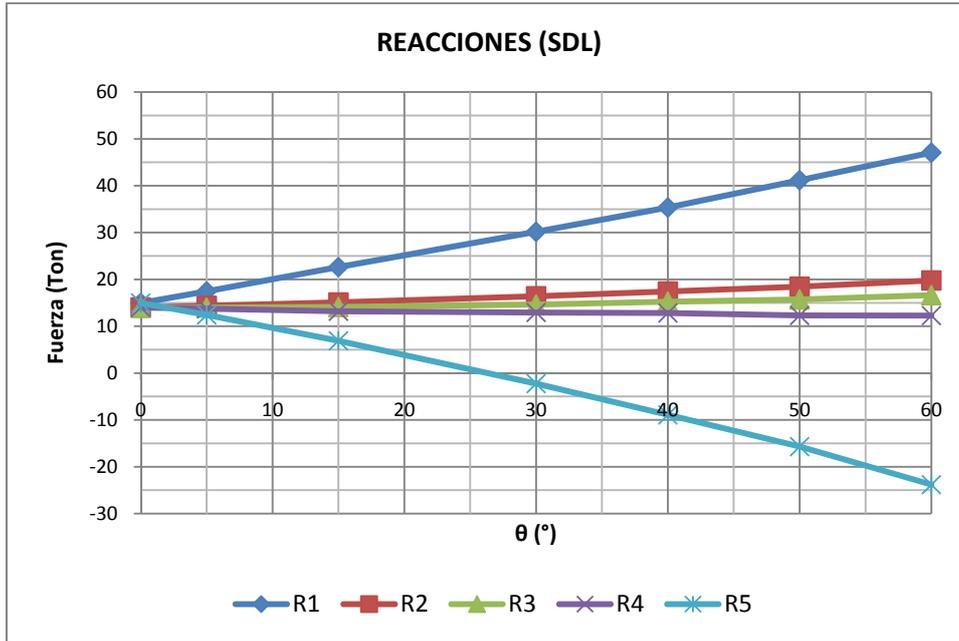


Figura 37.- Ángulo subtendido vs. Reacciones por carga superimpuesta.

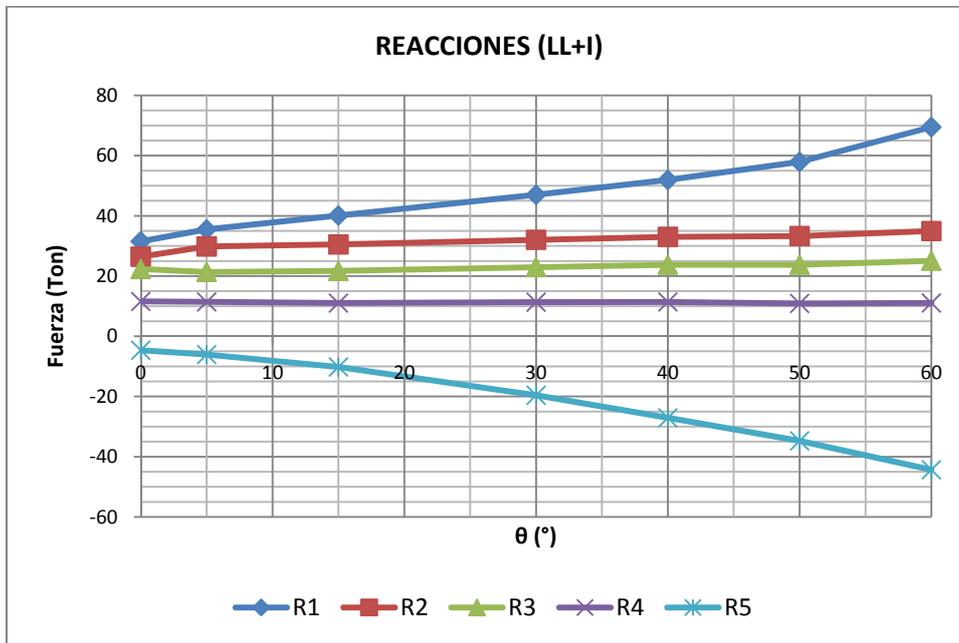


Figura 38.- Ángulo subtendido vs. Reacciones por carga viva + impacto.



4.2.3 Diseño de puentes curvos

En base a los resultados y las cargas actuantes se diseñan las distintas superestructuras para que satisfagan las condiciones estructurales de serviciabilidad y resistencia.

Ver *Anexo A* para diseño.



CAPÍTULO 5

SUPERESTRUCTURA DE HORMIGÓN PRESFORZADO



CAPÍTULO 5

SUPERESTRUCTURA DE HORMIGÓN PRESFORZADO

5.1 Puente sin curvatura horizontal

5.1.1 Dimensiones mínimas de sección

$$h = 0.045L = 0.045 \times 50 = 2.25 \text{ m}$$

$$S' \leq 2h = 2 \times 2.25 = 4.5 \text{ m}$$

$$b \geq 12 \text{ in (30 cm)}$$

$$t_t \geq \frac{S}{16} \text{ ó } 6 \text{ in (15 cm)}$$

$$t_b \geq \frac{S}{16} \text{ ó } 5.5 \text{ in (14 cm)}$$

chaflanes de 4 in (10 cm) × 4 in (10 cm) min

Diafragmas extremos b = 18 – 36 in (45 – 90 cm)

Diafragmas intermedios b = 8 in (20 cm)



Dimensiones escogidas

$$h = 2.25 \text{ m}$$

$$S' = 2.50 \text{ m}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$t_t \geq \frac{220}{16} = 13.75 \text{ cm} \rightarrow t_t = 20 \text{ cm}$$

$$t_b \geq \frac{220}{16} = 13.75 \text{ cm} \rightarrow t_b = 15 \text{ cm}$$

chaflanes de 4 in (10 cm) \times 4 in (10 cm)

No se hace uso de diafragmas intermedios.

Los diafragmas en los extremos son de 50 cm de ancho.

Donde la sección a diseñar se muestra en la figura 39:

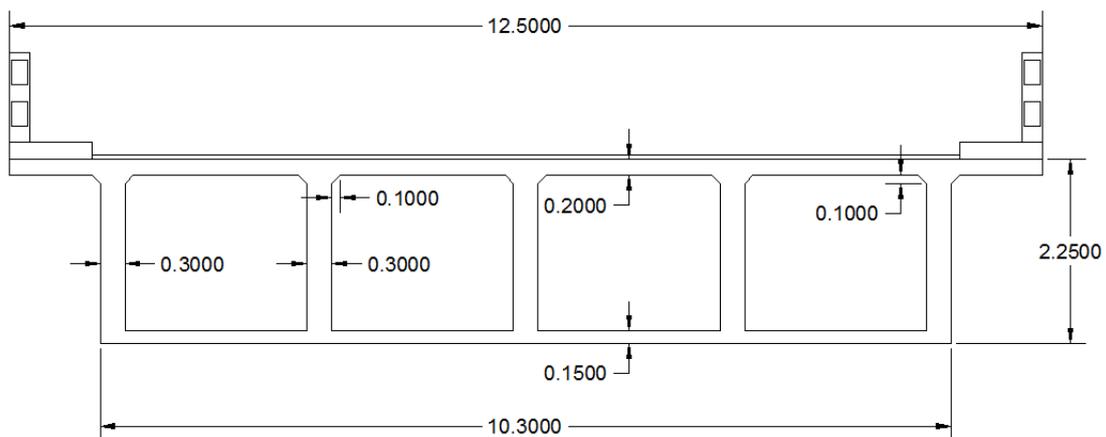


Figura 39.- Sección transversal cajón.



5.1.2 Losa

Se emplean los artículos de *AASHTO 8.9.2* y *AASHTO 3.24.1.2a*.

5.1.2.1 Altura mínima de losa

$$h = 0.055S$$

$$S = S' - b = 2.50 - 0.30 = 2.20 \text{ m}$$

$$S = 7.22 \text{ ft}$$

$$h = 0.055 \times 7.22 = 0.43 \text{ ft} = 13.2 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

5.1.2.2 Carga Muerta

$$\text{losa } (w_{lo}) = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{asfalto } (w_a) = 110 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{aceras } (w_{ac}) = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{barandas } (w_b) = 381 \text{ kg}$$

Las cargas muertas se ingresan al SAP2000 para obtener los momentos aplicados sobre la losa como se muestra en las figuras

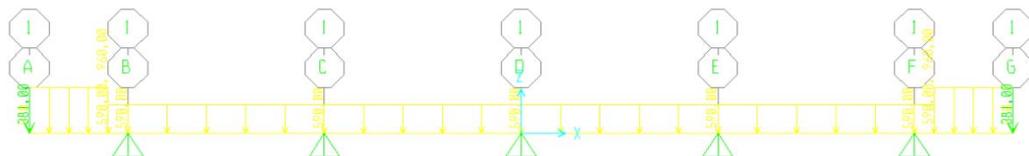


Figura 40.- Sección transversal de carga muerta sobre losa.

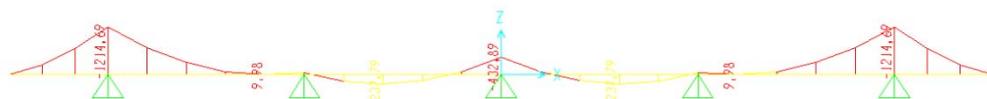


Figura 41.- Momentos por carga muerta sobre losa.



Los máximos momentos por carga muerta se detallan a continuación:

$$M_D^- = 1214.69 \text{ kg} - m/m \text{ (tramo exterior)}$$

$$M_D^- = 432.89 \text{ kg} - m/m \text{ (tramo interior)}$$

$$M_D^+ = 237.79 \text{ kg} - m/m \text{ (tramo interior)}$$

5.1.2.3 Carga Viva

Se determina el momento por carga viva de un tramo interior sobre la losa aplicando el artículo AASHTO 3.24.3.1.

$$M_L = 0.8 \times \left(\frac{S + 2}{32} \right) P_{20} = \left(\frac{7.22 + 2}{32} \right) \times 16000 = 3688 \text{ lbs} - \text{pie/pie}$$

Se determina el momento por carga viva de un tramo de volado sobre la losa aplicando el artículo AASHTO 3.24.5.1.1.

$$E = 0.8X + 3.75$$

$$M_L = \left(\frac{P}{E} \right) X *$$

**No aplica debido que la carga aplicada a un pie del borde de la acera no cae sobre el volado.*

Impacto

Se determina el porcentaje de impacto debido a la carga viva según artículo AASHTO 3.8.2.1.

$$I = \frac{50}{L + 125} \leq 0.30$$

$$I = \frac{50}{8.20 + 125} = 0.38$$

$$M_{L+I} = (1.0 + I) \times M_L = (1.0 + 0.30) \times 3688$$

$$M_{L+I} = 4794.4 \text{ lbs} - \text{pie/pie}$$



5.1.2.4 Diseño de losa

Momentos de tramo interior en losa:

$$M_D^- = 432.89 \text{ kg} - m/m$$

$$M_{L+I}^- = 2179.27 \text{ kg} - m/m$$

$$M_D^+ = 237.79 \text{ kg} - m/m$$

$$M_{L+I}^+ = 2179.27 \text{ kg} - m/m$$

Momentos de volado en losa:

$$M_D^- = 1214.69 \text{ kg} - m/m$$

$$M_{L+I}^- = 0.00 \text{ kg} - m/m$$

Máxima combinación según *AASHTO* para el diseño, donde se obtiene:

$$M_U = 1.3[1.0DL + 1.67(LL + I)]$$

$$M_U^- = 1.3[1.0 \times 432.89 + 1.67 \times 2179.27] = 5293.95 \text{ kg} - m/m$$

$$M_U^+ = 1.3[1.0 \times 237.79 + 1.67 \times 2179.27] = 5040.32 \text{ kg} - m/m$$

A partir de la geometría de la losa y propiedades se obtiene al acero de refuerzo necesario para cubrir el diseño:

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

$$d^- = 15.8 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d^+ = 16.8 \text{ cm}$$

Acero Principal en el sentido perpendicular al tráfico

$$A_s^- = 9.18 \text{ cm}^2 \rightarrow \varphi 14c/15 \text{ cm} (A_s^- = 10.27 \text{ cm}^2)$$

$$A_s^+ = 8.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \varphi 14c/15 \text{ cm} (A_s^+ = 10.27 \text{ cm}^2)$$



Acero de Repartición

Se aplica el artículo AASHTO 3.24.10.2 para obtener el refuerzo inferior en el sentido longitudinal del puente.

$$\% = \frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\% = \frac{220}{\sqrt{8.20}} = 77\%$$

$$A_s^+ = 67\% \times 9.18 = 6.15 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 12 \text{ c} / 15 \text{ cm}$$

Acero por Retracción

Se emplea la cuantía necesaria de temperatura del hormigón armado:

$$\rho = 0.0018 \quad A_\rho = \rho \times b \times h = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad A_\rho \geq 5.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 12 \text{ c} / 20 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

Refuerzo de losa

El detalle del armado de losa se muestra en la figura 42.

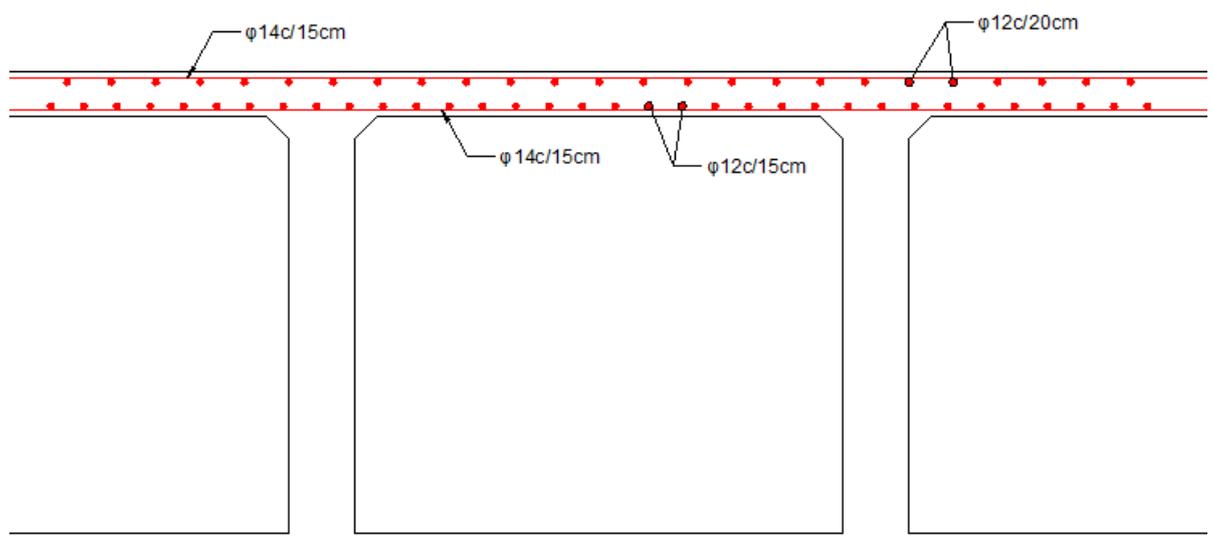


Figura 42.- Detalle de refuerzo de losa.



5.1.3 Diseño de Viga

La viga cajón monolíticamente construida y de gran rigidez garantiza un comportamiento estructural donde trabaja la sección como un todo. Parámetro que se considera en los cálculos posteriores.

5.1.3.1 Flexión por carga muerta

La carga superimpuesta total (SDL) por metro cuadrado es la siguiente:

$$\text{asfalto } (w_a) = 92.4 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{aceras } (w_{ac}) = 76.8 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{barandas } (w_b) = 2 \times 381/12.5 = 60.96 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{SDL} = 230.16 \text{ kg/m}^2$$

Se analiza la viga como un solo cuerpo rígido. La sección a diseñar es transformada como se muestra en la figura 43.

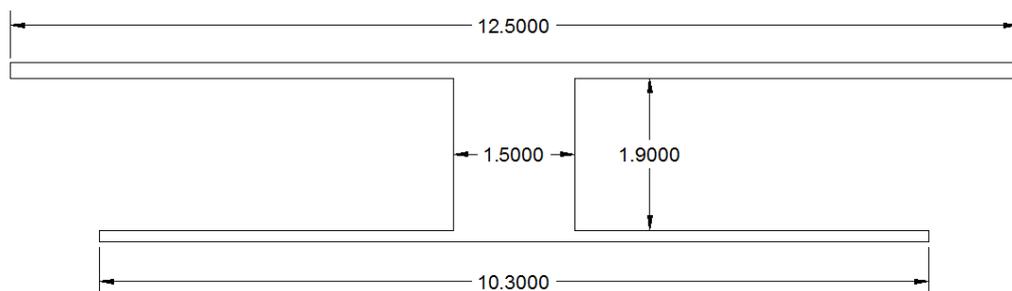


Figura 43.- Sección transversal equivalente de viga cajón.

Donde se obtiene los momentos por carga muerta de toda la sección.

$$w_g = 16548 \text{ kg/m} \rightarrow M_g = \frac{16548 \times 50^2}{8} = 5171.25 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$w_{SDL} = 2877 \text{ kg/m} \rightarrow M_{SDL} = \frac{2877 \times 50^2}{8} = 899.06 \text{ Ton} - \text{m}$$



5.1.3.2 Flexión por carga viva

Debido a que la luz del puente es de 50 metros la carga que predomina para obtener el máximo momento es la de la carga distribuida. Se obtiene el máximo momento por carril de un tramo simplemente apoyado más su respectivo impacto.

$$M_L = \frac{0.64 \times 164^2}{8} + \frac{18 \times 164}{4} = 2889.68 \text{ kips} - \text{ft/carril}$$

$$I = \frac{50}{L + 125} = \frac{50}{164 + 125} = 0.17$$

$$M_{L+I} = 3380.93 \text{ kips} - \text{ft/carril}$$

Factor de distribución equivalente

Se analiza la sección de viga como una sola unidad, por lo tanto se obtiene un factor de distribución equivalente (fd_{EQ})¹.

$$fd_{EQ} = \frac{\text{ancho total}}{14} = \frac{41}{14} = 2.93$$

$$M_{L+I} = 3380.93 \times 2.93 = 9906.12 \text{ kips} - \text{ft}$$

$$M_{L+I} = 1372.45 \text{ Ton} - \text{m}$$

¹ (Taly, 1998)



5.1.3.3 Determinación de presfuerzo

Momentos de diseño

$$M_g = 5171.25 \text{ Ton} - m \rightarrow M_g = 447903.54 \text{ kips} - in$$

$$M_{SDL} = 899.06 \text{ Ton} - m \rightarrow M_{SDL} = 77871.34 \text{ kips} - in$$

$$M_{L+I} = 1372.45 \text{ Ton} - m \rightarrow M_{L+I} = 118873.44 \text{ kips} - in$$

$$M_{TOT} = M_g + M_{SDL} + M_{L+I} = 644648.32 \text{ kips} - in$$

Propiedades de Sección

$$A = 10687.27 \text{ in}^2$$

$$I = 12234264.08 \text{ in}^4$$

$$y_b = 48.67 \text{ in}$$

$$y_t = -39.91 \text{ in}$$

$$S_b = I/y_b = 251355.10 \text{ in}^3$$

$$S_t = I/y_t = -306550.57 \text{ in}^3$$

$$r^2 = I/A = 1144.75 \text{ in}^2$$

$$k_b = -r^2/y_t = 28.69 \text{ in}$$

$$k_t = -r^2/y_b = -23.52 \text{ in}$$

Propiedades del hormigón

$$f'_c = 6000 \text{ psi}$$

$$f'_{ci} = 0.8f'_c = 4800 \text{ psi}$$



Según *AASHTO STANDARD* los esfuerzos admisibles descritos anteriormente son:

$$f_{tri} = 3\sqrt{f'_{ci}} = 0.21 \text{ ksi}$$

$$f_{ci} = -0.55f'_{ci} = -2.64 \text{ ksi}$$

$$f_{cs} = -0.40f'_c = -2.40 \text{ ksi}$$

$$f_{trs} = 6\sqrt{f'_c} = 0.46 \text{ ksi}$$

Propiedades del presfuerzo

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi}$$

$$f_{pi} = 0.70f_{pu} = 189 \text{ ksi}$$

$$f_{pe} = \eta f_{pi}; \eta = 0.80 \rightarrow f_{pe} = 151.2 \text{ ksi}$$

Se usará torones de 7 alambres estándar $\rightarrow A_\varphi = 0.153 \text{ in}^2$

Requisitos del diseño

Se aplica las ecuaciones de Magnel para encontrar la excentricidad y carga de presfuerzo inicial (P_i):

1. $1/P_i = (e - k_b)/(M_g - S_t f_{tri})$
2. $1/P_i = (e - k_t)/(M_g - S_b f_{ci})$
3. $1/P_i = \eta(e - k_b)/(M_{TOT} - S_t f_{cs})$
4. $1/P_i = \eta(e - k_t)/(M_{TOT} - S_b f_{trs})$

Tabla 9.- Cuadro para curvas de Diagrama de Magnel

e	1/Pi			
	Ec. 1	Ec. 2	Ec. 3	Ec. 4
0	-5.61E-05	2.12E-05	2.52E-04	3.56E-05
200	3.35E-04	2.01E-04	-1.51E-03	3.39E-04
40.8	2.37E-05	5.79E-05	-1.06E-04	9.75E-05



A partir de la tabla 9 se obtiene el Diagrama de Magnel, figura 44.

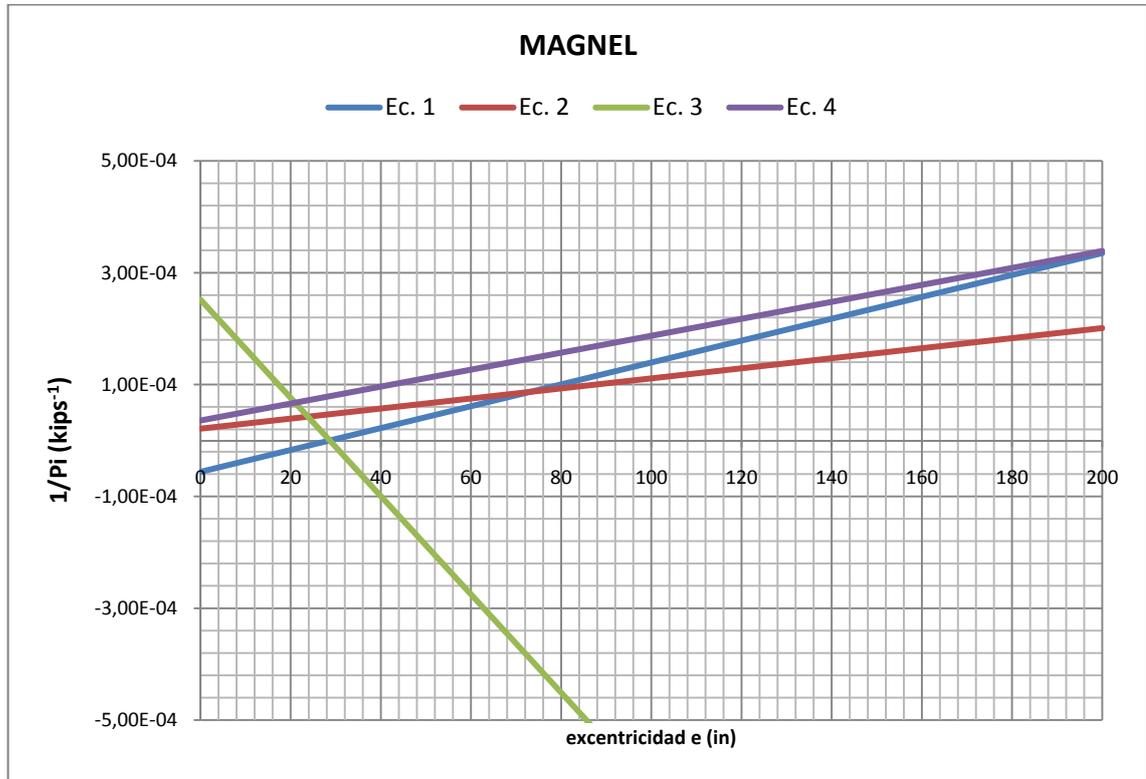


Figura 44.- Diagrama de Magnel.

Para la excentricidad seleccionada de 40.8 in., el presfuerzo inicial es:

$$\frac{1}{P_i} = 9.75 \times 10^{-5} \text{ kips}^{-1} \text{ (Ec. 4)}$$

$$P_i = 10257.61 \text{ kips}$$

Número de Torones

$$F_T = A_\phi f_{pi} = 0.153 \times 189 = 28.92 \text{ kips/Torón}$$

$$N_T = \frac{P_i}{F_{TORON}} = \frac{10257.61}{28.92} = 354.69 \text{ Torones}$$

$$N_T = 360 \text{ Torones}$$



$$P_i = N_T F_T = 360 \times 28.92 = 10411.2 \text{ kips}$$

$$P_e = \eta P_i = 0.8 \times 10411.2 = 8328.96 \text{ kips}$$

Resumen de fuerzas de presfuerzo y excentricidad

$$C_i = -P_i = -10411.2 \text{ kips}$$

$$C_e = -P_e = -8328.96 \text{ kips}$$

$$e = 40.80 \text{ in}$$

5.1.3.4 Determinación de esfuerzos actuantes

Se consideran dos estados de carga para el diseño, el primero a la transferencia, justo después de las pérdidas inmediatas, el segundo en servicio, después de las pérdidas diferidas.

a. $P_i + q_{pp}$ (Transferencia)

$$f_{ti} = \frac{C_i}{A} + \frac{C_i e}{S_t} + \frac{M_g}{S_t}$$

$$f_{bi} = \frac{C_i}{A} + \frac{C_i e}{S_b} + \frac{M_g}{S_b}$$

b. $P_e + q_{TOT}$ (Servicio)

$$f_{ts} = \frac{C_e}{A} + \frac{C_e e}{S_t} + \frac{M_{TOT}}{S_t}$$

$$f_{bs} = \frac{C_e}{A} + \frac{C_e e}{S_b} + \frac{M_{TOT}}{S_b}$$



Las condiciones de esfuerzos admisibles para el hormigón presforzado obedecen a cada estado de carga, descritos anteriormente.

a. Transferencia

$$f_{ti} \leq f_{tri}$$

$$f_{bi} \geq f_{ci}$$

b. Servicio

$$f_{ts} \geq f_{cs}$$

$$f_{bs} \leq f_{trs}$$

Cálculo de esfuerzos

a. Transferencia

$$f_{ti} = \frac{-10411.20}{10687.27} + \frac{-10411.20 \times 40.80}{-306550.57} + \frac{447903.54}{-306550.57}$$

$$f_{ti} = -1.05 \text{ ksi} \leq 0.21 \text{ ksi}$$

$$f_{bi} = \frac{-10411.20}{10687.27} + \frac{-10411.20 \times 40.80}{251355.10} + \frac{447903.54}{251355.10}$$

$$f_{bi} = -0.88 \text{ ksi} \geq -2.64 \text{ ksi}$$

b. Servicio

$$f_{ts} = \frac{-8328.96}{10687.27} + \frac{-8328.96 \times 40.80}{-306550.57} + \frac{644648.32}{-306550.57}$$

$$f_{ts} = -1.77 \text{ ksi} \geq 2.40 \text{ ksi}$$

$$f_{bs} = \frac{-8328.96}{10687.27} + \frac{-8328.96 \times 40.80}{251355.10} + \frac{644648.32}{251355.10}$$

$$f_{bs} = 0.43 \text{ ksi} \leq 0.46 \text{ ksi}$$



5.1.3.5 Disposición y trazado de cables

Las condiciones de diseño son satisfactorias. Se dispondrá de 360 torones con una excentricidad máxima de 40.80 in (103.63 cm). Se colocarán 6 ductos de 7 cm de diámetro en dos filas en cada nervio. Los 6 ductos tendrán 12 torones cada uno, dando el total necesario de 360 torones. Su ubicación y disposición se muestran en las figuras 45 y 46.

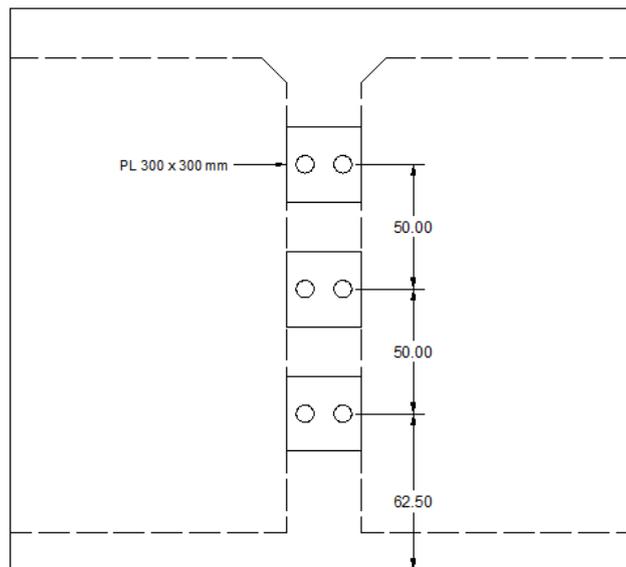


Figura 45.- Sección extrema en nervio.

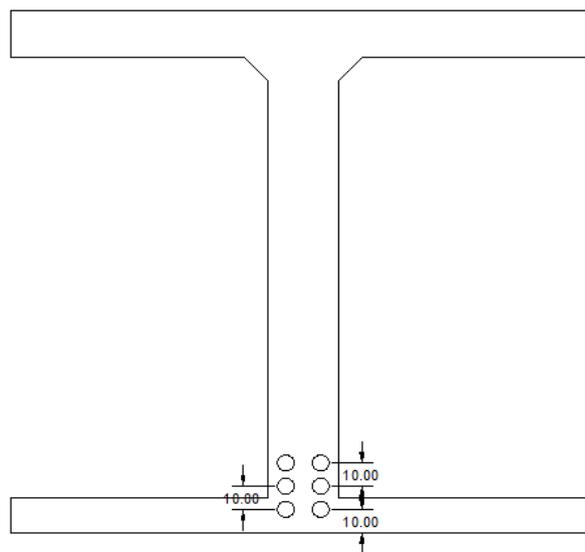


Figura 46.- Sección central en nervio.



La tabla 10 determina las ordenadas y abscisas de los cables en el sentido longitudinal del puente.

Tabla 10.- Trazado de cables en cada nervio

CABLES : COORDENADAS			
No.	1 y 2	3 y 4	5 y 6
Ye (cm)	62.50	112.50	162.50
Yc (cm)	10.00	20.00	30.00
L (m)	50.00	50.00	50.00
eb (cm)	61.12	11.12	-38.88
ec (cm)	113.62	103.62	93.62
y _b (cm)	123.62	123.62	123.62
α (grados)	2.41	4.23	6.05
X (m)	Y (cm)	Y (cm)	Y (cm)
0	62.50	112.50	162.50
5	43.60	79.20	114.80
10	28.90	53.30	77.70
15	18.40	34.80	51.20
20	12.10	23.70	35.30
25	10.00	20.00	30.00
30	12.10	23.70	35.30
35	18.40	34.80	51.20
40	28.90	53.30	77.70
45	43.60	79.20	114.80
50	62.50	112.50	162.50

Ye = Ordenada del cable en el extremo.

Yc = Ordenada del cable en el centro.

eb = Excentricidad del cable en el extremo de la viga.

ec = Excentricidad del cable en el centro de la viga.

Excentr. (+) del baricentro a zona en compresión

Excentr. (-) del baricentro a zona en tracción

L = Longitud de la viga

y_b = Dist. del baric.a la fibra inferior

X = Abscisa desde el extremo izquierdo

Y = Ordenada desde la fibra inferior

$Y = y_b + 4 (eb-ec)(L/2-x)^2/L^2 + ec$

α = Pendiente del cable en los extremos

$\alpha = ATAN(4*(eb-ec)/L)$

El trazado de los cables se muestra a continuación en la figura 47.

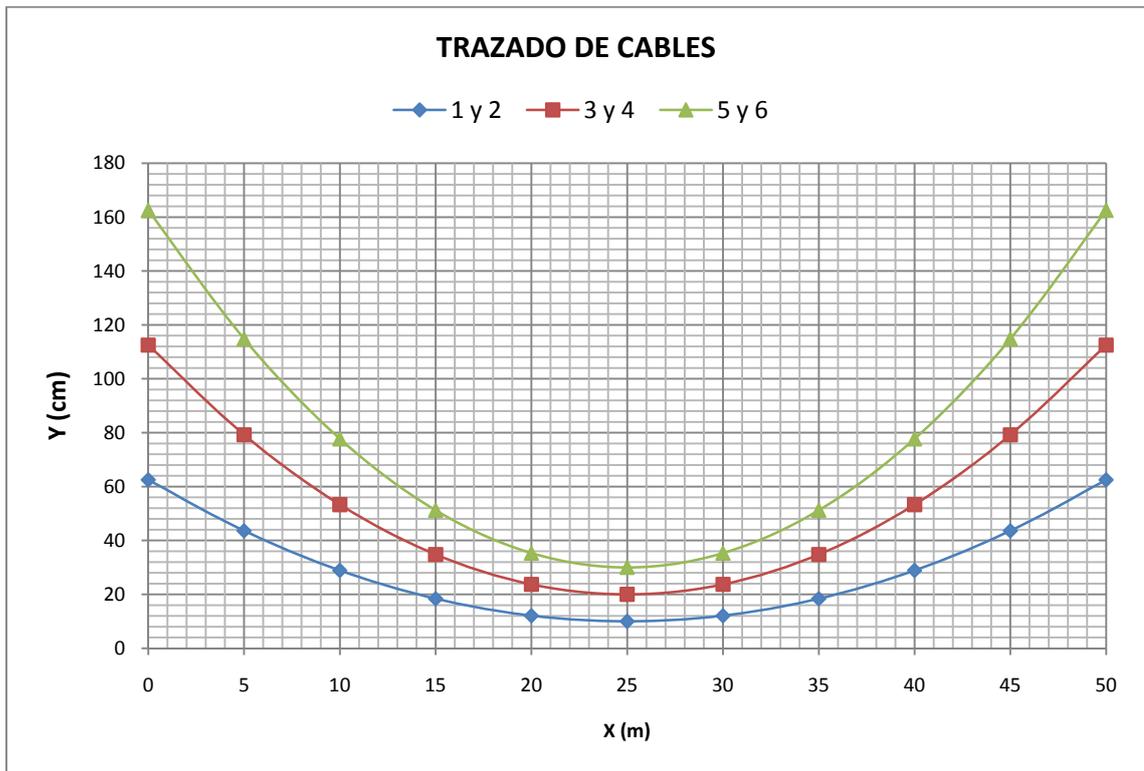


Figura 47.- Trazado de cables.



5.1.3.6 Cortante por carga muerta

El cortante se diseña a una distancia $h/2$ del apoyo (AASHTO 9.20.2.4). Mediante el uso de líneas de influencia se obtienen las fuerzas actuantes a la distancia de diseño, figura 48.

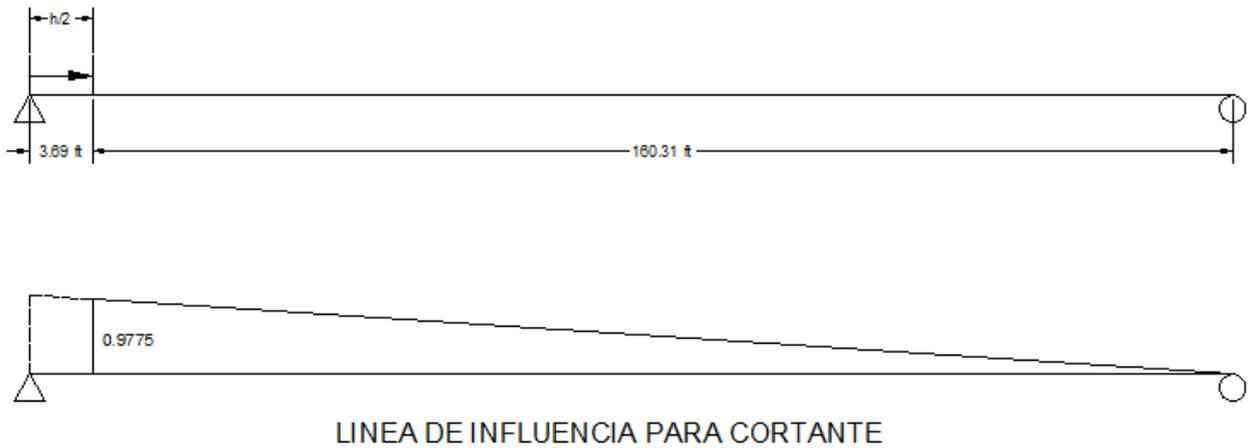


Figura 48.- Diagrama de línea de influencia de cortante.

Se determina los valores de cortante a la distancia $h/2$ del apoyo, donde se obtiene:

$$w_g = 11096.4 \text{ lbs/ft} \rightarrow V_g = \frac{0.9775 \times 160.31}{2} \times 11096.4 = 869.42 \text{ kips}$$

$$V_g = 395.19 \text{ Ton}$$

$$w_{SDL} = 1929.2 \text{ lbs/ft} \rightarrow V_{SDL} = \frac{0.9775 \times 160.31}{2} \times 1929.2 = 151.16 \text{ kips}$$

$$V_{SDL} = 68.71 \text{ Ton}$$



5.1.3.7 Cortante por carga viva

Debido a que la luz del puente es de 50 metros la carga que predomina para obtener el máximo cortante a $h/2$ del apoyo es la de la carga distribuida.

$$V_L = \frac{0.9775 \times 160.31}{2} \times 0.64 + 26 \times 0.9775 = 75.56 \text{ kips/carril}$$

Tanto el impacto, como el factor de distribución ya fueron determinados anteriormente, por lo tanto:

$$V_{L+I} = V_L \times (1 + I) \times f_{d_{EQ}} = 75.56 \times 1.17 \times 2.93 = 193.89 \text{ kips}$$

$$V_{L+I} = 88.13 \text{ Ton}$$

5.1.3.8 Diseño por cortante

Los momentos se calculan a una distancia $h/2$ del apoyo, para lo cual se hace uso nuevamente de las líneas de influencia. Así como también la excentricidad "e" a $h/2$ ($e = 6.27$ in).

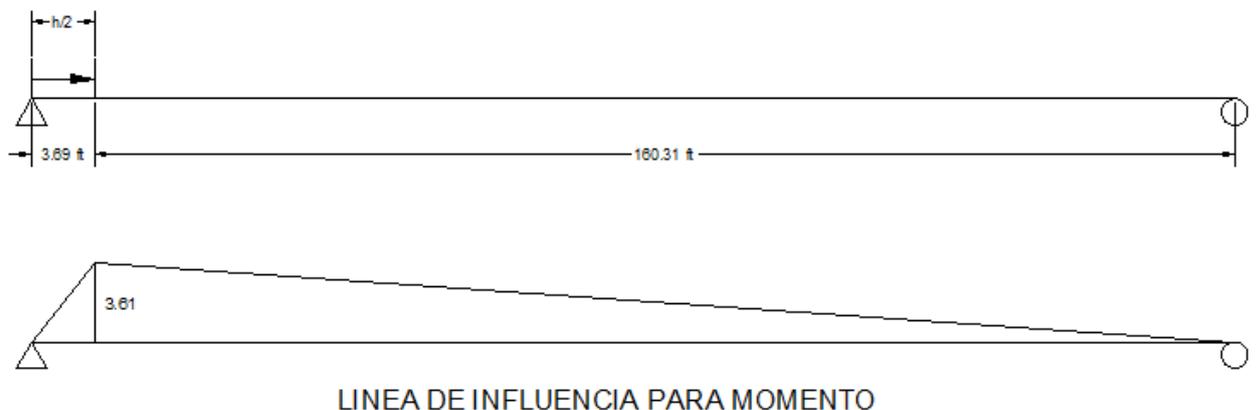


Figura 49.- Diagrama de línea de influencia de momento.

Carga Muerta

$$w_g = 11096.4 \text{ lbs/ft} \rightarrow M_g = \frac{3.61 \times 160.31}{2} \times 11096.4 = 3210.85 \text{ kips} - \text{ft}$$

$$w_{SDL} = 1929.2 \text{ lbs/ft} \rightarrow M_{SDL} = \frac{3.61 \times 160.31}{2} \times 1929.2 = 558.23 \text{ kips} - \text{ft}$$



Carga Viva

$$M_L = \frac{3.61 \times 160.31}{2} \times 0.64 + 18 \times 3.61 = 250.17 \text{ kips/carril}$$

$$M_{L+I} = V_L \times (1 + I) \times f d_{EQ} = 250.17 \times 1.17 \times 2.93 = 857.61 \text{ kips} - ft$$

Cálculo de resistencia al corte del hormigón

El artículo AASHTO 9.20.2 se emplea para calcular la resistencia para elementos presforzados.

$$V_i = 1.3[V_{SDL} + 1.67V_{L+I}] = 1.3[151.16 + 1.67 \times 193.89]$$

$$V_i = 617.44 \text{ kips}$$

$$M_{MAX} = 1.3[M_{SDL} + 1.67M_{L+I}] = 1.3[558.23 + 1.67 \times 857.61]$$

$$M_{MAX} = 2587.57 \text{ kips} - ft$$

$$M_{cr} = \left[6\sqrt{f'_c} - \frac{C_e}{A} \left(1 + \frac{ey_b}{r^2} \right) - \frac{M_g}{S_b} \right] S_b$$

$$M_{cr} = \left[0.46 - \frac{-8328.96}{10687.27} \left(1 + \frac{6.27 \times 47.36}{1144.75} \right) - \frac{3210.85 \times 12}{251355.10} \right] \times 251355.10$$

$$M_{cr} = 323796.53 \text{ kips} - in \rightarrow M_{cr} = 26980.79 \text{ kips} - ft$$

$$V_{ci} = 0.6bd\sqrt{f'_c} + \frac{V_i M_{cr}}{M_{MAX}} + V_g$$

$$V_{ci} = \frac{0.6 \times 59.06 \times 70.87 \times \sqrt{6000}}{1000} + \frac{617.44 \times 26980.79}{2587.57} + 869.42$$

$$V_{ci} = 7502.04 \text{ kips}$$

$$V_{ci} \geq 1.7\sqrt{f'_c}bd = 1.7\sqrt{6000} \times 59.06 \times 70.87 = 551.16 \text{ kips}$$

$$7502.04 \geq 551.16$$



$$V_{cw} = bd[3.5\sqrt{f'_c} + 0.3f_{cc}]$$

$$f_{cc} = \frac{C_e}{A} + \frac{C_e e}{S_b} + \frac{M_{TOT}}{S_b} = \frac{-8328.96}{10687.27} + \frac{-8328.96 \times 6.27}{251355.10} + \frac{4626.69 \times 12}{251355.10}$$

$$f_{cc} = -766.21 \text{ psi (compresión)}$$

$$V_{cw} = 59.06 \times 70.87[3.5\sqrt{6000} + 0.3 \times 766.21] = 2096.86 \text{ kips}$$

$$V_{cw} \leq V_{ci} \rightarrow \text{usar } V_{cw}$$

$$V_c = V_{cw} = 2096.86 \text{ kips}$$

Cálculo de cortante último y refuerzo al corte

De acuerdo a AASHTO 9.20.3.

$$V_u = 1.3[1.0(V_g + V_{SDL}) + 1.67V_{LL+I}]$$

$$V_u = 1.3[(869.42 + 151.16) + 1.67 \times 193.89]$$

$$V_u = 1747.69 \text{ kips}$$

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow V_n = V_c + V_s$$

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_c + V_s \rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{1747.69}{0.75} - 2096.86 = 233.39 \text{ kips}$$

$$V_s \leq 8\sqrt{f'_c}bd = 8\sqrt{6000}(59.06)(70.87) = 2593.71 \text{ kips} \rightarrow 260.39 \leq 2593.71$$

$$s_{MAX} = \frac{d}{2} \text{ ó } 0.75h \text{ ó } 24 \text{ in (90 cm ó 168.75 cm ó 60 cm)}$$

$$\text{Si } V_s > 4\sqrt{f'_c}bd = 1296.86 \text{ kips} \rightarrow 260.39 < 1296.86$$

s_{MAX} se reduce a la mitad

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{233.39 \times 10^3}{60000 \times 70.87} = 0.055 \text{ in}^2/\text{in} = 0.140 \text{ cm}^2/\text{cm}$$



$$\frac{A_{v_{min}}}{s} = \frac{50b}{f_y} = \frac{50 \times 59.06}{60000} = 0.049 \text{ in}^2/\text{in} = 0.124 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_v}{s}/\text{nervio} = \frac{0.140}{5} = 0.028 \text{ cm}^2/\text{cm} - \text{nervio}$$

$$\text{Si } s = 50 \text{ cm} \rightarrow A_v = 0.028 \times 30 = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 2 ramas} \rightarrow A_\phi = \frac{0.84}{2} = 0.42 \text{ cm}^2; \quad \phi 10\text{mm} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Usar E ϕ 10c/30 cm

Refuerzo por cortante en extremo de la viga cajón.

$$\frac{A_{v_{min}}}{s}/\text{nervio} = \frac{0.124}{5} = 0.025 \text{ cm}^2/\text{cm} - \text{nervio}$$

$$\text{Si } s = 60 \text{ cm} \rightarrow A_v = 0.025 \times 60 = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 2 ramas} \rightarrow A_\phi = \frac{1.50}{2} = 0.75 \text{ cm}^2; \quad \phi 10\text{mm} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Usar E ϕ 10c/60 cm

Refuerzo por cortante en el centro de la viga cajón.



Refuerzo de viga cajón

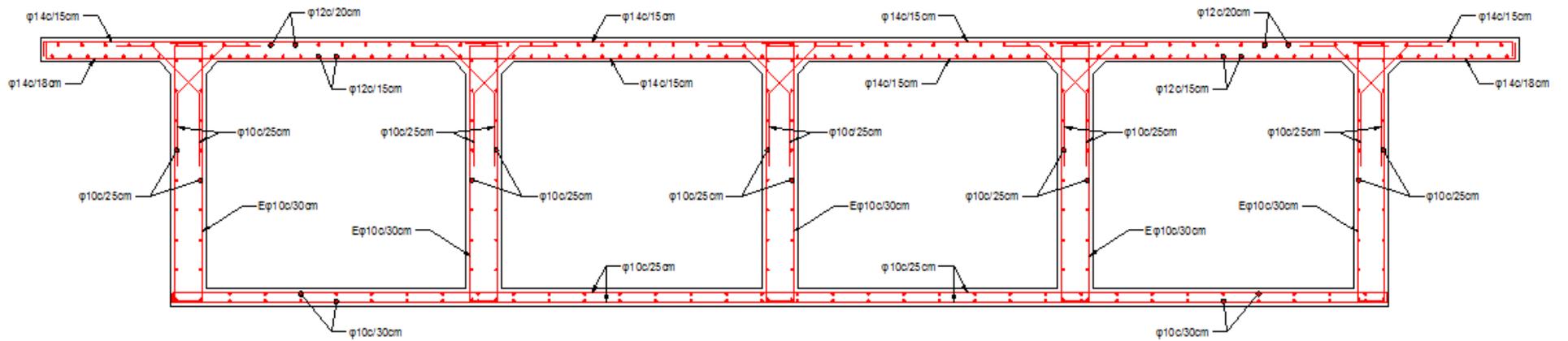


Figura 50.- Detalle de armado de viga cajón.



5.1.4 Análisis con SAP2000

Las siguientes tablas muestran los resultados obtenidos para los distintos modelos en función del ángulo subtendido, manteniendo las secciones originales de todos los elementos estructurales de la superestructura recta, es decir $\theta = 0^\circ$ (sin considerar reforzamientos por efecto de la curva), con la finalidad de que se puedan comparar entre ellas.

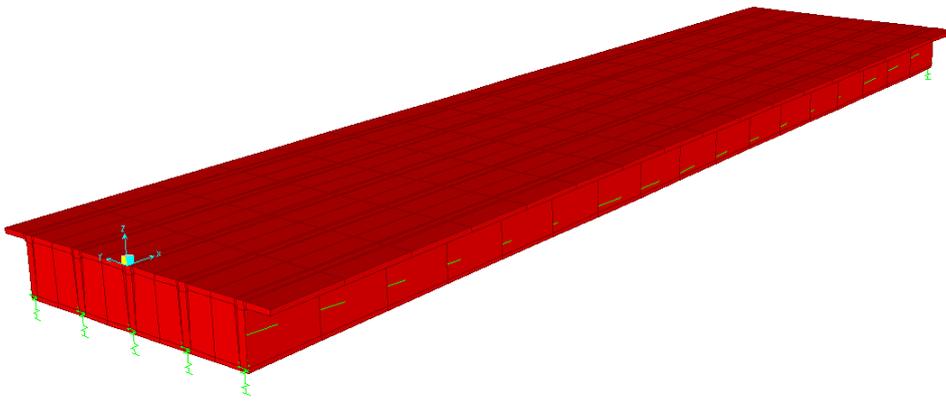


Figura 51.- Puente de hormigón presforzado $\theta = 0^\circ$.



5.1.4.1 Deflexión límite por carga viva

Según *AASHTO 10.6* miembros con luces simplemente apoyadas o continuas deberá ser diseñada para que la deflexión por carga viva más impacto no exceda $1/800$ de la luz, por lo tanto para una luz de puente de 50 metros la máxima deflexión es de:

$$\frac{L}{800} = \frac{5000}{800} = 6.25 \text{ cm}$$

La deflexión obtenida del análisis por carga viva más impacto fue de 1.59 cm, lo cual está dentro del rango permisible ya que se obtiene una relación de:

$$\frac{L}{1.59} = \frac{5000}{1.59} = 3145 \rightarrow \frac{L}{800} < \frac{L}{3145}$$

5.1.4.2 Momentos y cortantes

Los momentos máximos corresponden en el centro del claro, mientras que los cortantes máximos a una distancia $h/2$ del apoyo, para toda la sección.

Tabla 11.- Momentos y cortantes máximos

	MOMENTO (Ton-m)	CORTANTE (Ton)
DL	5082.57	416.34
SDL	862.59	68.63
LL + I	901.53	79.97

DL = Carga Muerta

SDL = Carga Superimpuesta

LL + I = Carga Viva + Impacto

Para respuestas gráficas obtenidas del SAP2000 ver *Anexo* ___.



Para estos momentos se realiza un nuevo diseño de la viga cajón, donde los resultados son los siguientes.

Tabla 12.- Cuadro para curvas de Diagrama de Magnel con resultados del SAP2000

e	1/Pi			
	Ec. 1	Ec. 2	Ec. 3	Ec. 4
0	-5.78E-05	2.11E-05	1.44E-04	3.88E-05
200	3.38E-04	2.03E-04	-8.41E-04	3.74E-04
42.09	2.55E-05	5.95E-05	-6.34E-05	1.09E-04

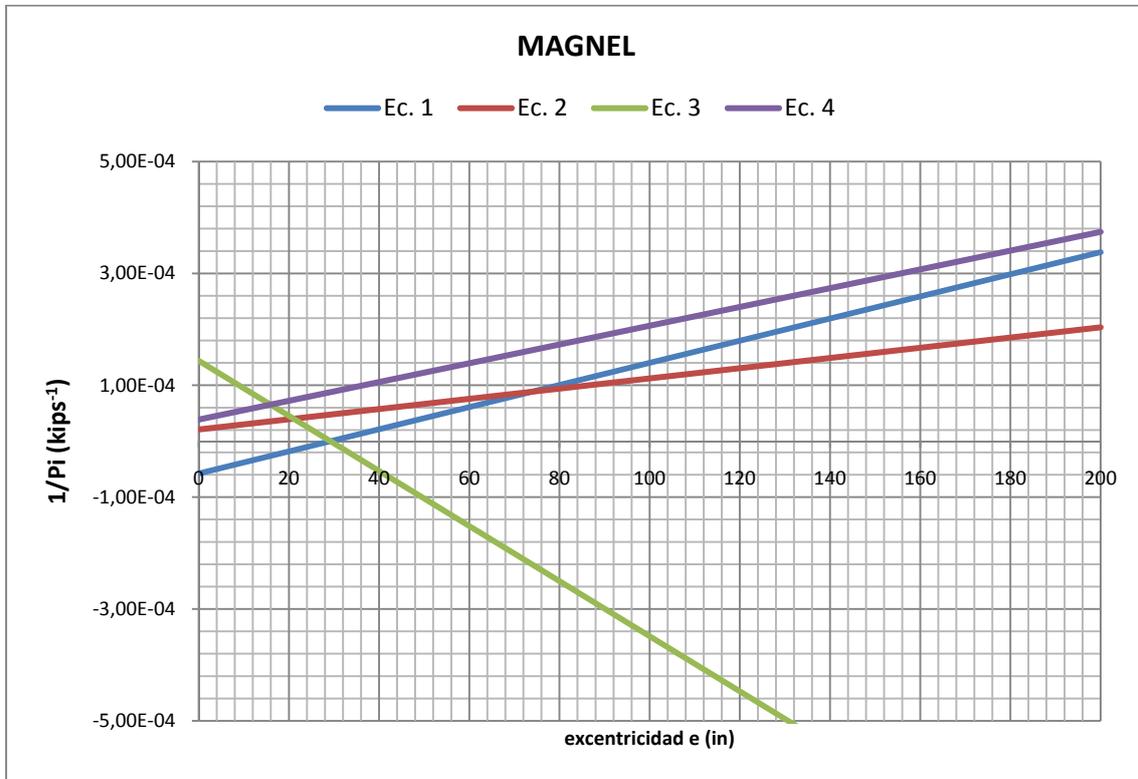


Figura 52.- Diagrama de Magnel.

Para la excentricidad seleccionada de 42.09 in., el presfuerzo inicial es:

$$\frac{1}{P_i} = 1.09 \times 10^{-4} \text{ kips}^{-1} \text{ (Ec. 4)}$$

$$P_i = 9143.60 \text{ kips}$$



Número de Torones

$$F_T = A_\phi f_{pi} = 0.153 \times 189 = 28.92 \text{ kips/Torón}$$

$$N_T = \frac{P_i}{F_{TORON}} = \frac{9143.60}{28.92} = 316.20 \text{ Torones}$$

$$N_T = 320 \text{ Torones}$$

$$P_i = N_T F_T = 320 \times 28.92 = 9253.44 \text{ kips}$$

$$P_e = \eta P_i = 0.8 \times 9253.44 = 7402.75 \text{ kips}$$

Resumen de fuerzas de presfuerzo y excentricidad

$$C_i = -P_i = -9253.44 \text{ kips}$$

$$C_e = -P_e = -7402.75 \text{ kips}$$

$$e = 42.09 \text{ in}$$

Los esfuerzos actuantes se resumen a continuación.

a. Transferencia

$$f_{ti} = -1.02 \text{ ksi} \leq 0.21 \text{ ksi}$$

$$f_{bi} = -0.44 \text{ ksi} \geq -2.64 \text{ ksi}$$

b. Servicio

$$f_{ts} = -1.58 \text{ ksi} \geq -2.40 \text{ ksi}$$

$$f_{bs} = 0.44 \text{ ksi} \leq 0.46 \text{ ksi}$$



El trazado de los cables se muestra en la tabla 13 y figura 53.

Tabla 13.- Trazado de cables en cada nervio

CABLES : COORDENADAS			
No.	1 y 2	3 y 4	5 y 6
Ye (cm)	68.75	118.75	168.75
Yc (cm)	10.00	20.00	30.00
L (m)	50.00	50.00	50.00
eb (cm)	54.87	4.87	-45.13
ec (cm)	113.62	103.62	93.62
y _b (cm)	123.62	123.62	123.62
α (grados)	2.69	4.52	6.33
X (m)	Y (cm)	Y (cm)	Y (cm)
0	68.75	118.75	168.75
5	47.60	83.20	118.80
10	31.15	55.55	79.95
15	19.40	35.80	52.20
20	12.35	23.95	35.55
25	10.00	20.00	30.00
30	12.35	23.95	35.55
35	19.40	35.80	52.20
40	31.15	55.55	79.95
45	47.60	83.20	118.80
50	68.75	118.75	168.75

Ye = Ordenada del cable en el extremo.

Yc = Ordenada del cable en el centro.

eb = Excentricidad del cable en el extremo de la viga.

ec = Excentricidad del cable en el centro de la viga.

Excentr. (+) del baricentro a zona en compresión

Excentr. (-) del baricentro a zona en tracción

L = Longitud de la viga

y_b = Dist. del baric.a la fibra inferior

X = Abscisa desde el extremo izquierdo

Y = Ordenada desde la fibra inferior

$Y = y_b + 4 (eb-ec)(L/2-x)^2/L^2 + ec$

α = Pendiente del cable en los extremos

$\alpha = ATAN(4*(eb-ec)/L)$

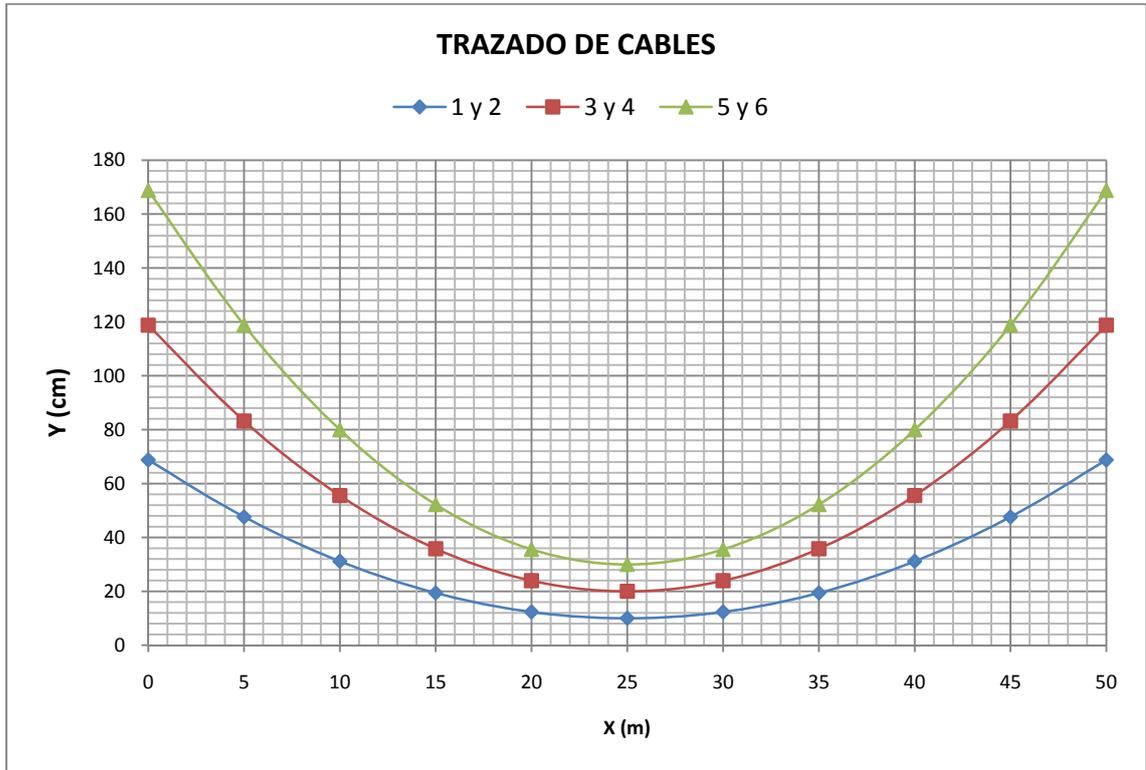


Figura 53.- Trazado de cables con resultados.

5.2 Puentes con curvatura horizontal

5.2.1 Modelos curvos

- Puente con ángulo subtendido 5°

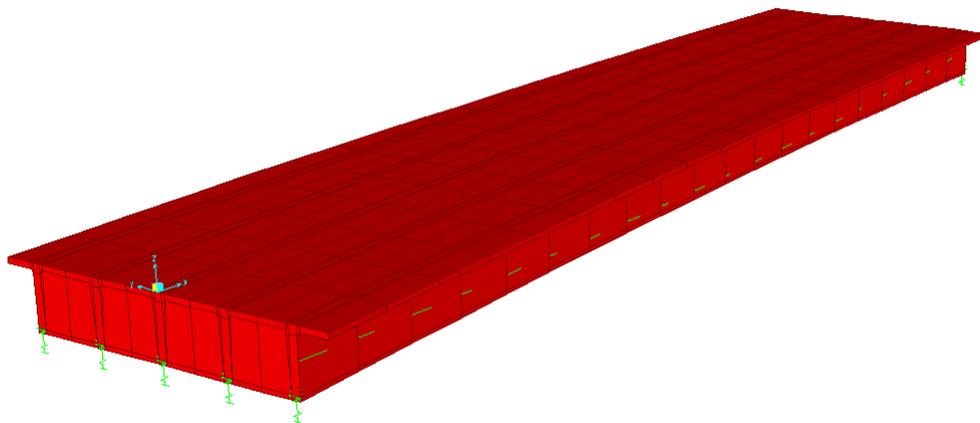


Figura 54.- Puente de hormigón presforzado $\theta = 5^\circ$.



- Puente con ángulo subtendido 15°

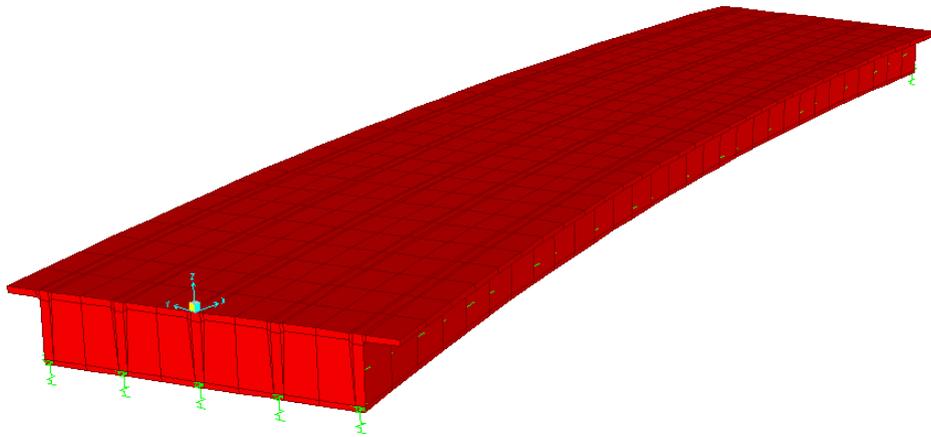


Figura 55.- Puente de hormigón presforzado $\theta= 15^\circ$.

- Puente con ángulo subtendido 30°

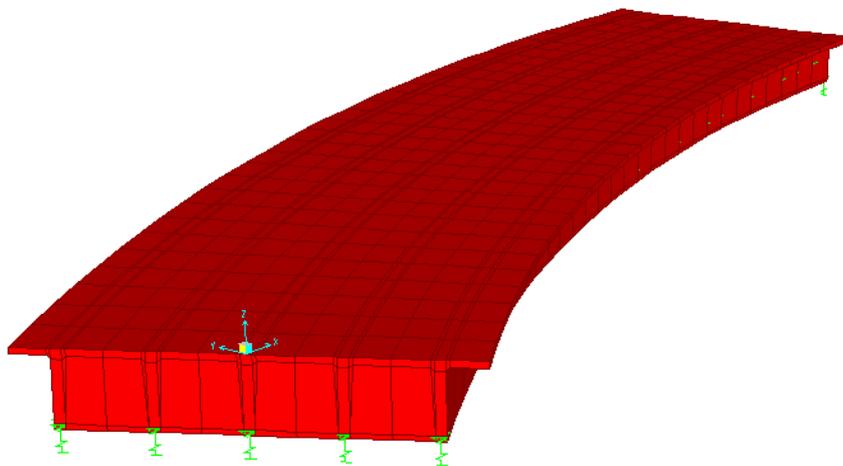


Figura 56.- Puente de hormigón presforzado $\theta= 30^\circ$.



- Puente con ángulo subtendido 40°

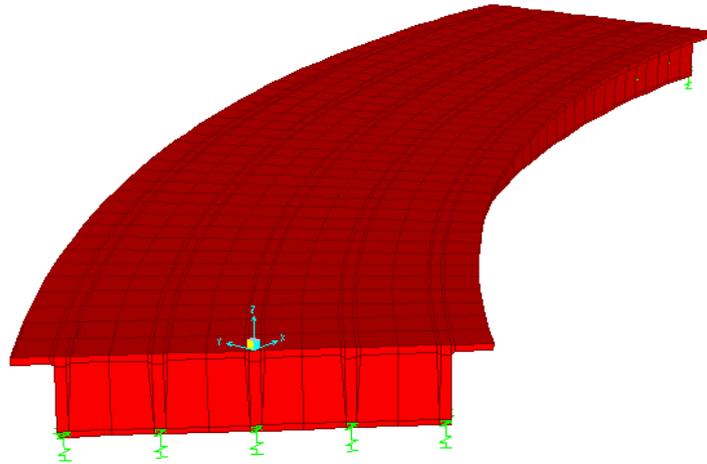


Figura 57.- Puente de hormigón presforzado $\theta = 40^\circ$.

- Puente con ángulo subtendido 50°

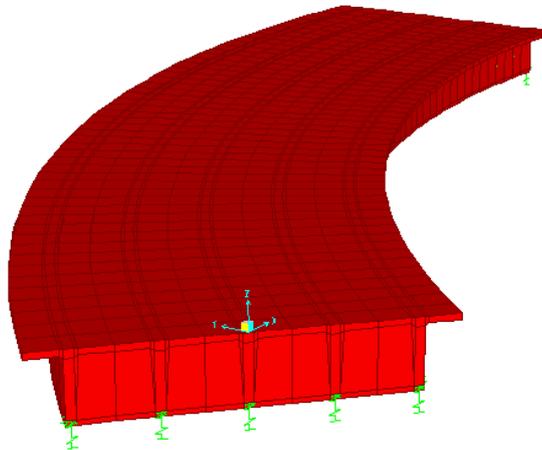


Figura 58.- Puente de hormigón presforzado $\theta = 50^\circ$.



- Puente con ángulo subtendido 60°

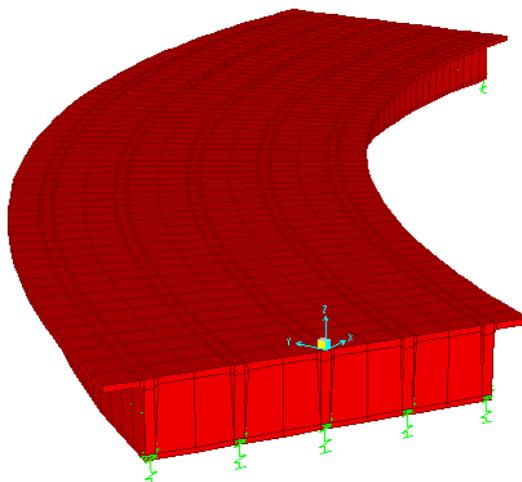


Figura 59.- Puente de hormigón presforzado $\theta= 60^\circ$.

5.2.2 Resultados de análisis

Las siguientes tablas muestran los resultados obtenidos para los distintos modelos en función del ángulo subtendido, manteniendo las secciones originales de todos los elementos estructurales de la superestructura recta, es decir $\theta= 0^\circ$ (sin considerar reforzamientos por efecto de la curva), con la finalidad de que se puedan comparar entre ellas.

5.2.2.1 Deformaciones

La tabla 14 muestra la deformación máxima de toda la sección.

Tabla 14.- Deformación por carga viva + impacto

ANGULO (GRADOS)	RADIO (m)	LONGITUD (m)	Δ_{LL+I} (cm)	VALOR (K)
0	-	50.00	1.59	3145
5	572.96	50.00	1.62	3086
15	190.99	50.00	1.73	2890
30	95.49	50.00	1.95	2564
40	71.62	50.00	2.16	2315
50	57.3	50.00	2.44	2049
60	47.75	50.00	2.80	1786

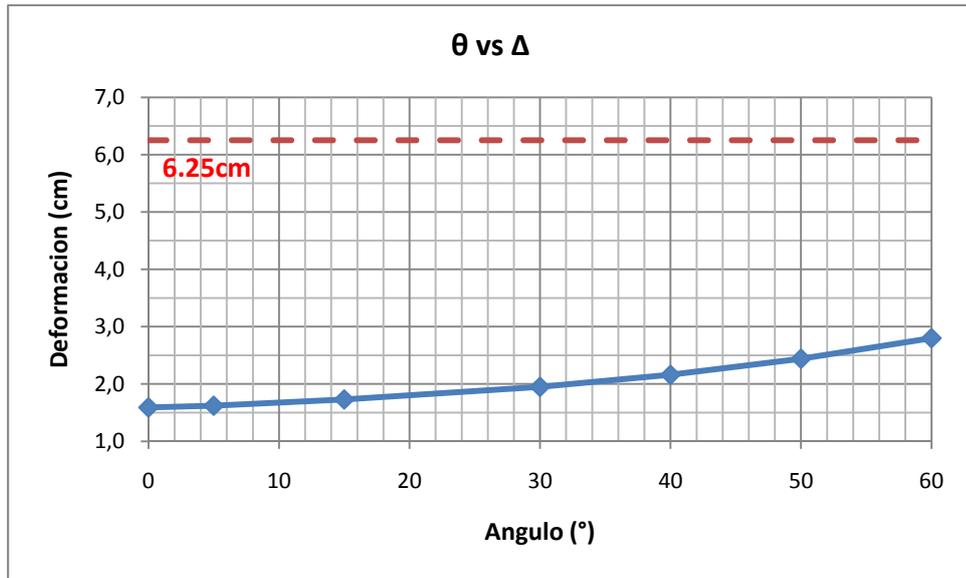


Figura 60.- Ángulo subtendido vs. Deformación.

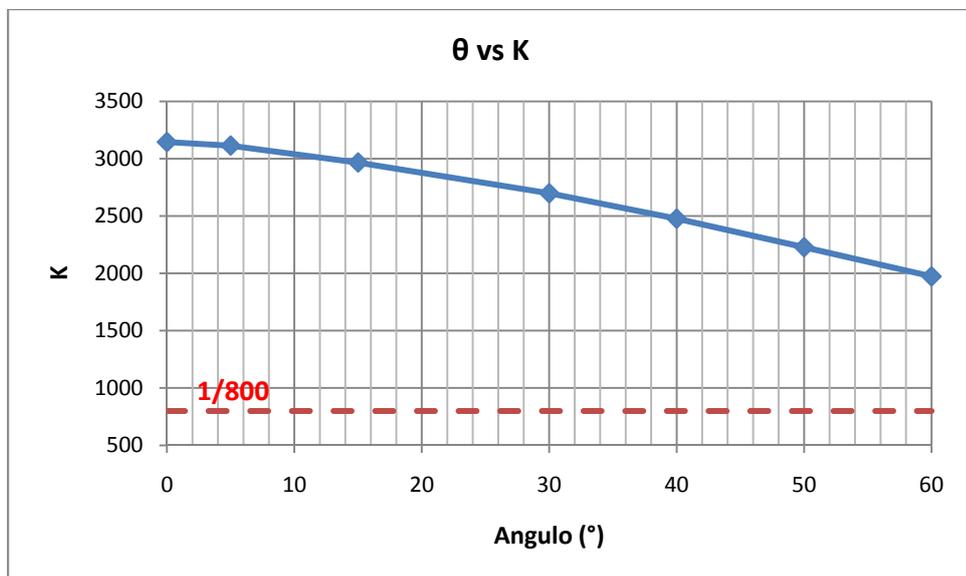


Figura 61.- Ángulo subtendido vs. Relación K.



5.2.2.2 Demanda

La demanda de momento, cortante y torsión corresponden a modelos con sección tipo (puente sin curvatura horizontal).

Tabla 15.- Demanda de cargas actuantes para sección tipo

θ	MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	DL	SDL	LL+I	DL	SDL	LL+I	DL	SDL	LL+I
0	5082.57	862.59	901.53	423.24	68.63	79.97	-	-	101.63
5	5101.45	865.80	905.29	423.31	68.63	80.18	158.52	27.03	112.87
15	5135.46	871.59	911.76	423.31	68.66	80.73	489.21	83.41	142.20
30	5253.95	891.79	932.49	423.38	68.66	80.69	998.02	170.17	212.62
40	5381.58	913.54	954.22	423.67	68.44	81.18	1368.03	233.19	273.66
50	5555.90	943.24	983.87	423.25	68.62	81.90	1746.63	297.82	341.31
60	5782.78	981.91	1022.00	423.35	68.63	82.19	2179.04	371.53	411.71

DL = Carga Muerta

SDL = Carga Superimpuesta

LL = Carga Viva + Impacto



o Diagramas de momento

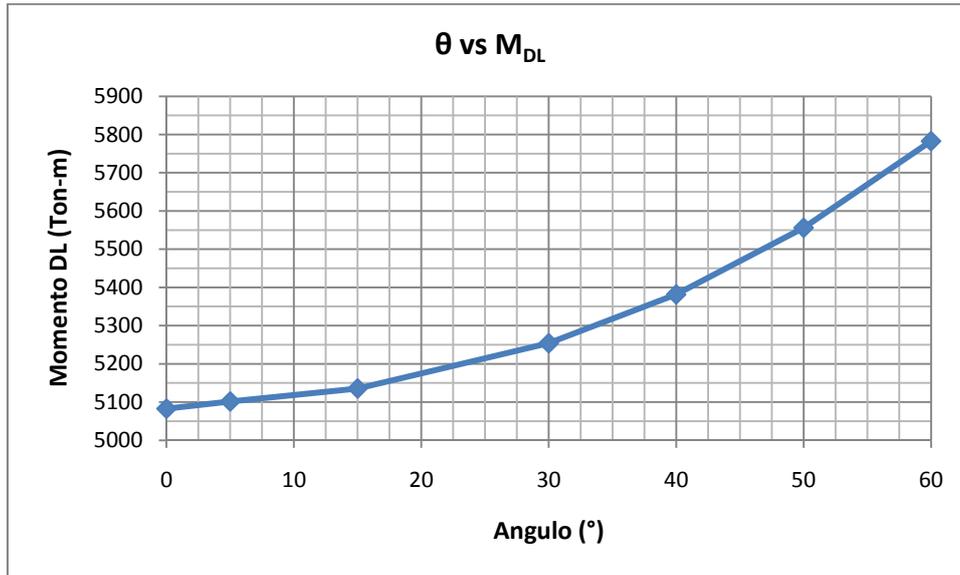


Figura 62.- Ángulo subtendido vs. Momento por carga muerta.

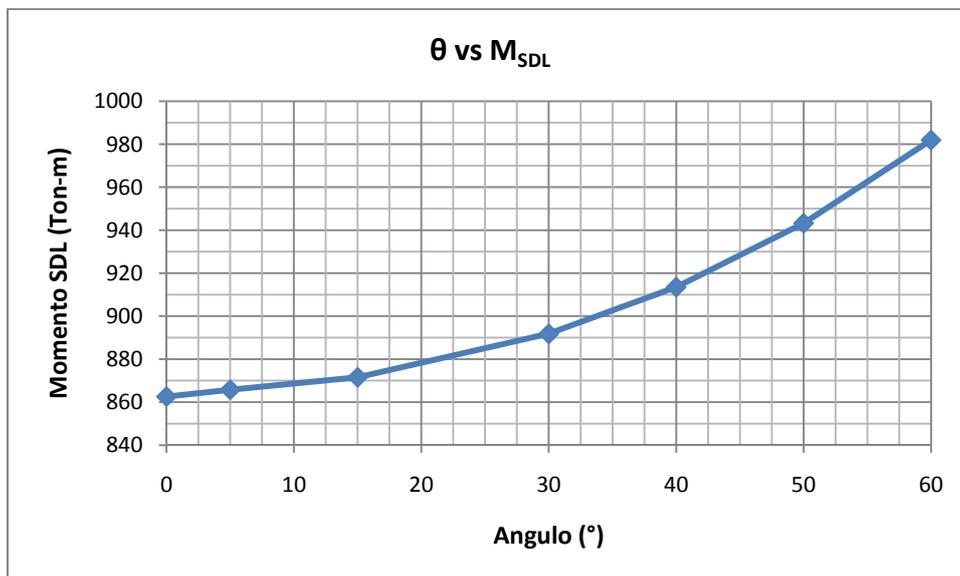


Figura 63.- Ángulo subtendido vs. Momento por carga superimpuesta.

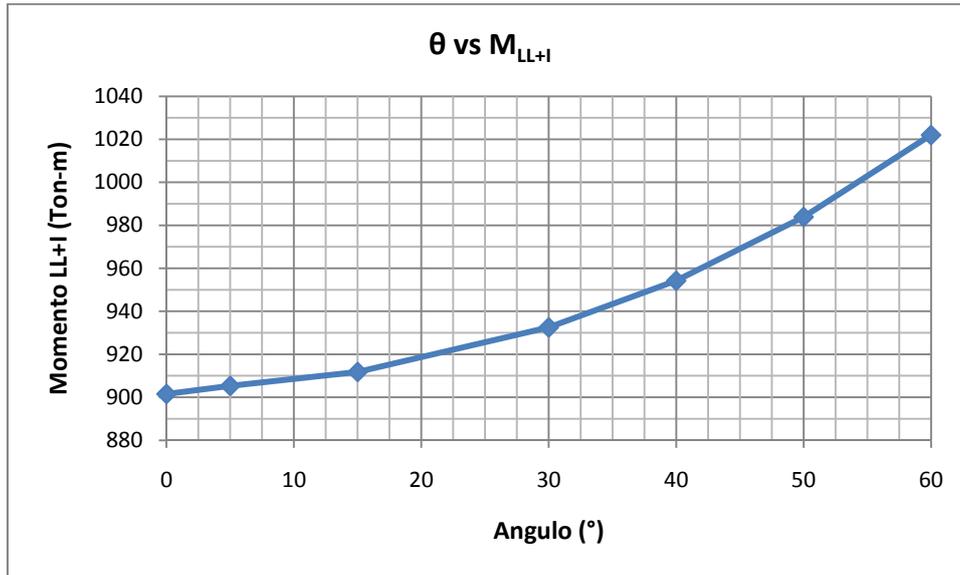


Figura 64.- Ángulo subtendido vs. Momento por carga viva + impacto.

o Diagramas de cortante

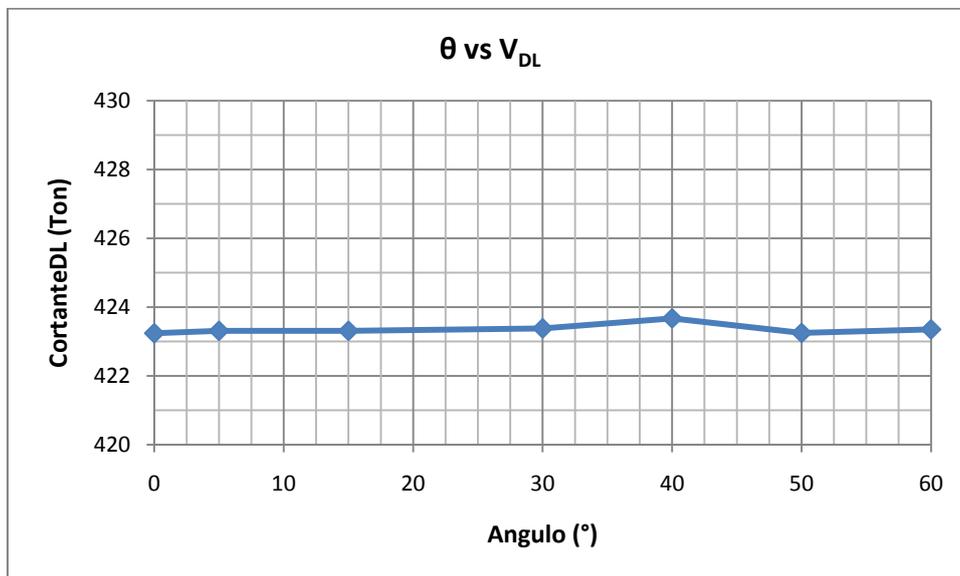


Figura 65.- Ángulo subtendido vs. Cortante por carga muerta.

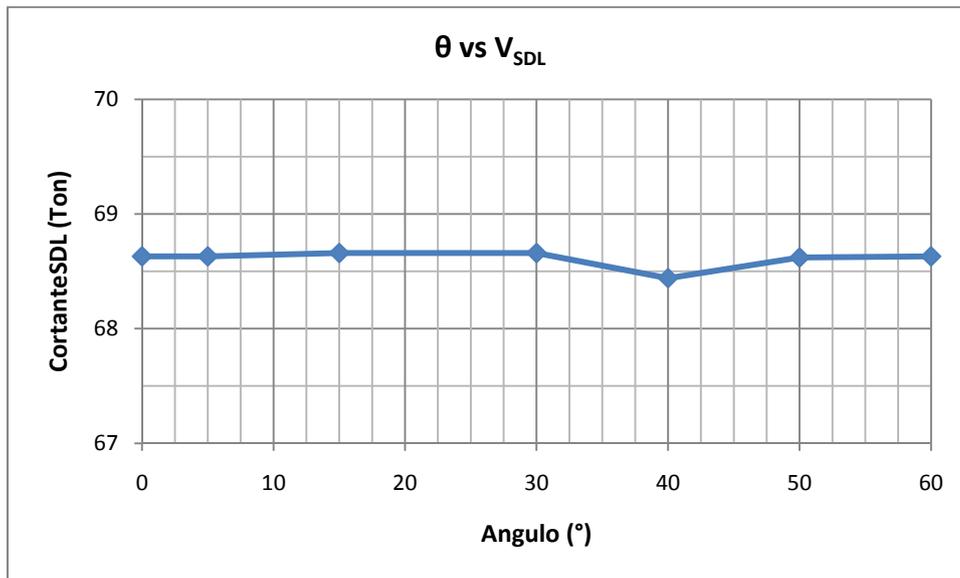


Figura 66.- Ángulo subtendido vs. Cortante por carga superimpuesta.

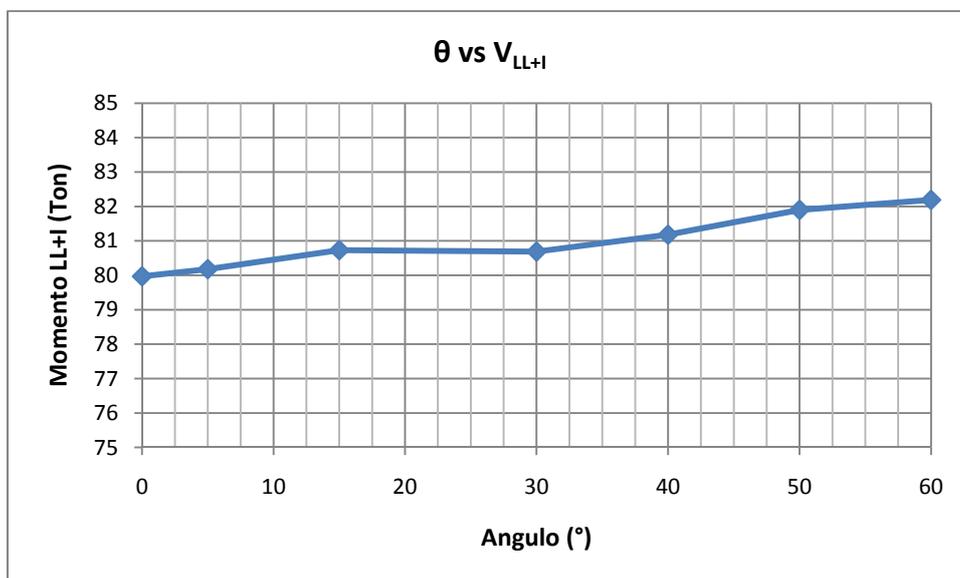


Figura 67.- Ángulo subtendido vs. Cortante por carga viva +impacto.



o Diagramas de torsión

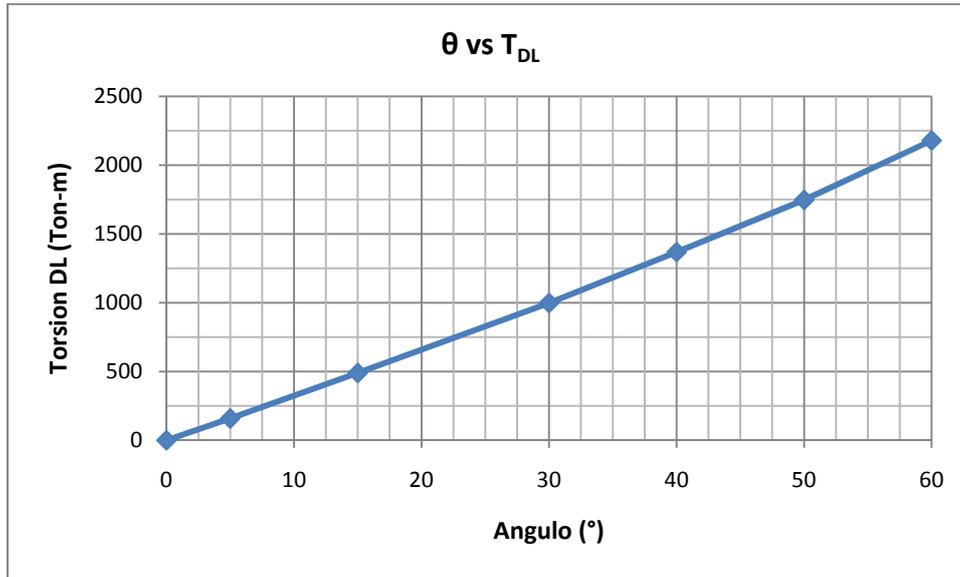


Figura 68.- Ángulo subtendido vs. Torsión por carga muerta.

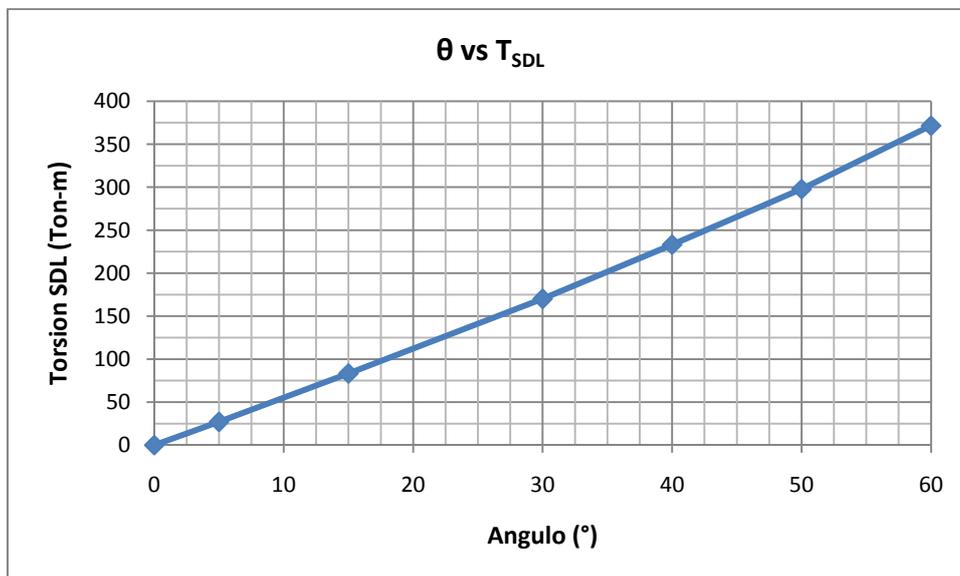


Figura 69.- Ángulo subtendido vs. Torsión por carga superimpuesta.

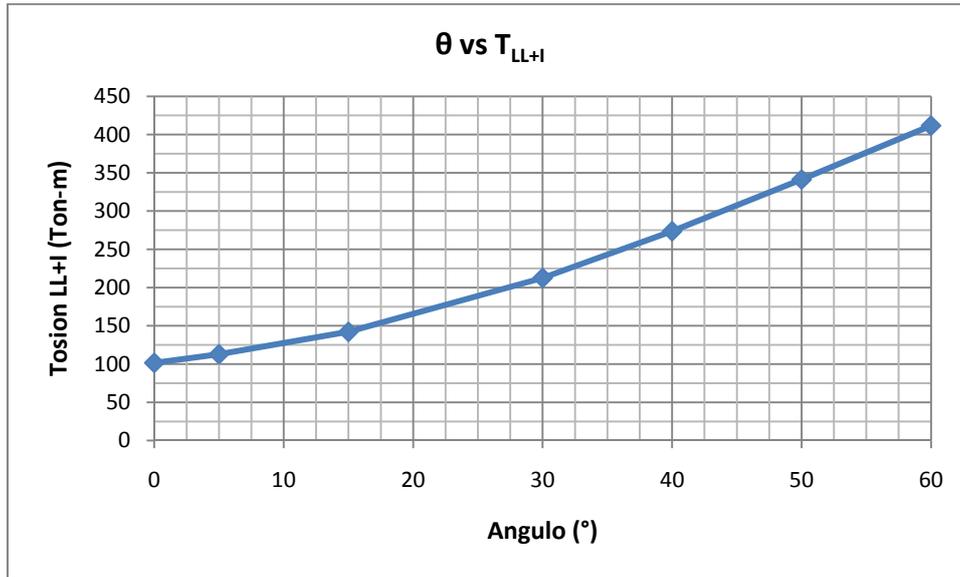


Figura 70.- Ángulo subtendido vs. Torsión por carga viva + impacto.

5.2.2.3 Esfuerzos

La tabla 16 muestra las características de la sección usada para los diferentes ángulos subtendidos.

Tabla 16.- Propiedades de sección tipo

Propiedades de Sección Transversal Base			
$A =$	10764.77 in ³	$k_b =$	29.22 in
$r^2 =$	1142.68 in	$k_t =$	-23.10 in
$y_t =$	-39.11 in	$S_b =$	248648.57 in ³
$y_b =$	49.47 in	$S_t =$	-314514.06 in ³
$I =$	12300645 in ⁴	$e =$	42.09 in
Propiedades de Presfuerzo			
$P_i =$	9253.44 kips	$C_i =$	-9253.44 kips
$P_e =$	7402.75 kips	$C_e =$	-7402.75 kips



Tabla 17.- Esfuerzos actuantes

θ	MOMENTOS ACTUANTES (kip-in)			FLEXION (ksi)		FLEXION (ksi)	
	DL	SDL	LL+I	f_{ti}	f_{bi}	f_{ts}	f_{bs}
0	440222.60	74712.52	78085.28	-1.02	-0.66	-1.58	0.44
5	441857.87	74990.55	78410.94	-1.03	-0.65	-1.59	0.45
15	444803.62	75492.05	78971.34	-1.04	-0.64	-1.60	0.47
30	455066.54	77241.65	80766.85	-1.07	-0.60	-1.65	0.52
40	466121.10	79125.51	82648.98	-1.10	-0.55	-1.69	0.58
45	472940.24	80287.87	83804.41	-1.12	-0.52	-1.72	0.62
50	481219.69	81697.95	85217.09	-1.15	-0.49	-1.76	0.67
60	500870.71	85047.32	88519.69	-1.21	-0.41	-1.84	0.77

Tabla 18.- Esfuerzos admisibles contra esfuerzos actuantes en la transferencia

θ	f_{ti}		ADMISIBLE	f_{bi}		ADMISIBLE
			(ksi)			(ksi)
0	-1.02	\leq	f_{tri} 0.21	-0.66	\geq	f_{ci} -2.64
5	-1.03	\leq	0.21	-0.65	\geq	-2.64
15	-1.04	\leq	0.21	-0.64	\geq	-2.64
30	-1.07	\leq	0.21	-0.60	\geq	-2.64
40	-1.10	\leq	0.21	-0.55	\geq	-2.64
50	-1.15	\leq	0.21	-0.49	\geq	-2.64
60	-1.21	\leq	0.21	-0.41	\geq	-2.64

Tabla 19.- Esfuerzos admisibles contra esfuerzos actuantes en servicio

θ	f_{ts}		ADMISIBLE	f_{bs}		ADMISIBLE
			(ksi)			(ksi)
0	-1.58	\geq	f_{cs} -2.40	0.44	\leq	f_{trs} 0.46
5	-1.59	\geq	-2.40	0.45	\leq	0.46
15	-1.60	\geq	-2.40	0.47	\leq	0.46
30	-1.65	\geq	-2.40	0.52	\leq	0.46
40	-1.69	\geq	-2.40	0.58	\leq	0.46
50	-1.76	\geq	-2.40	0.67	\leq	0.46
60	-1.84	\geq	-2.40	0.77	\leq	0.46



- Diagrama de esfuerzos en estado de transferencia

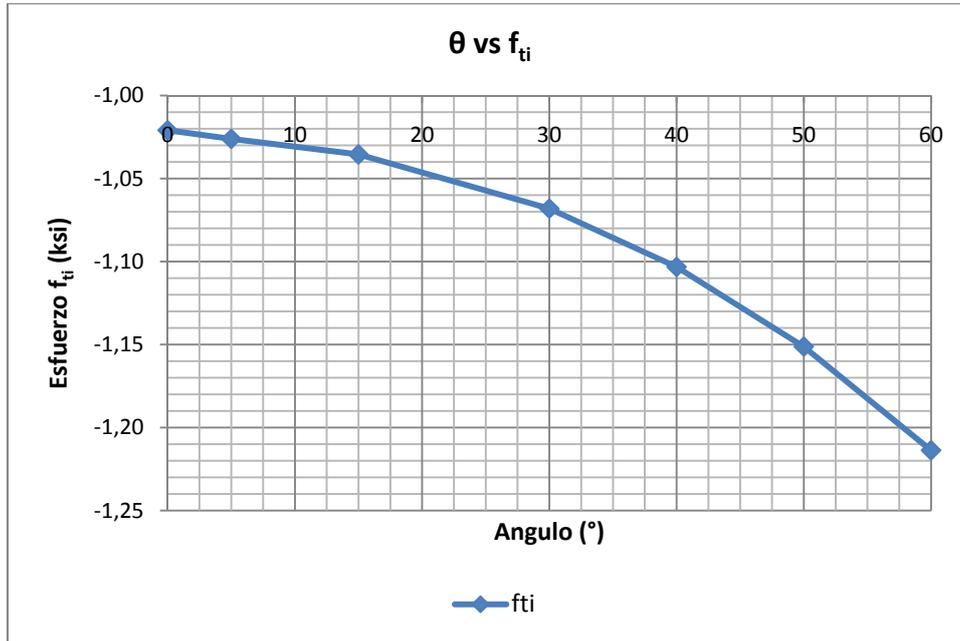


Figura 71.- Ángulo subtendido vs. Esfuerzo en fibra superior.

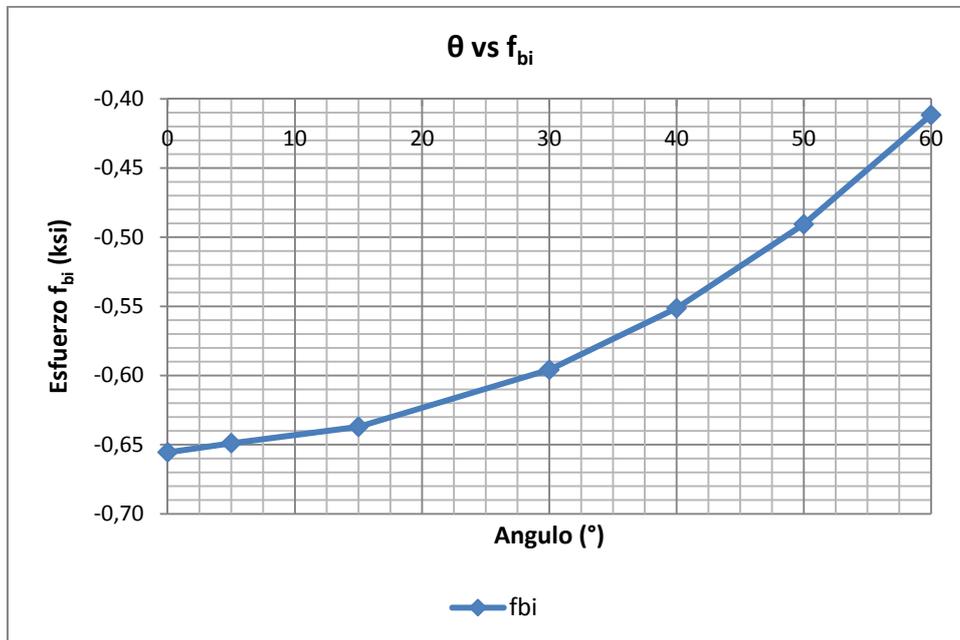


Figura 72.- Ángulo subtendido vs. Esfuerzo en fibra inferior.



o Diagrama de esfuerzos en estado de servicio

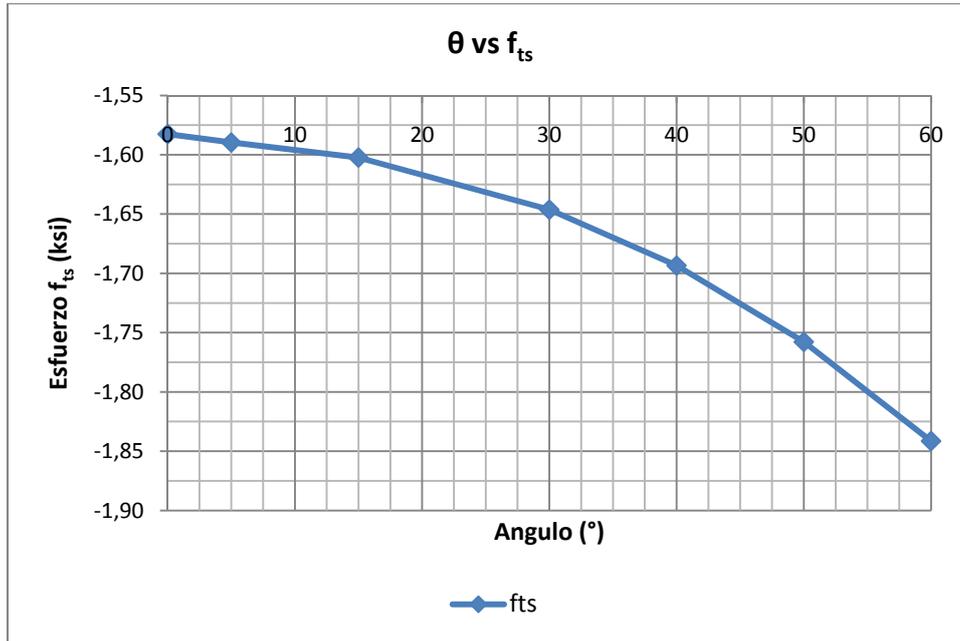


Figura 73.- Ángulo subtendido vs. Esfuerzo en fibra superior.

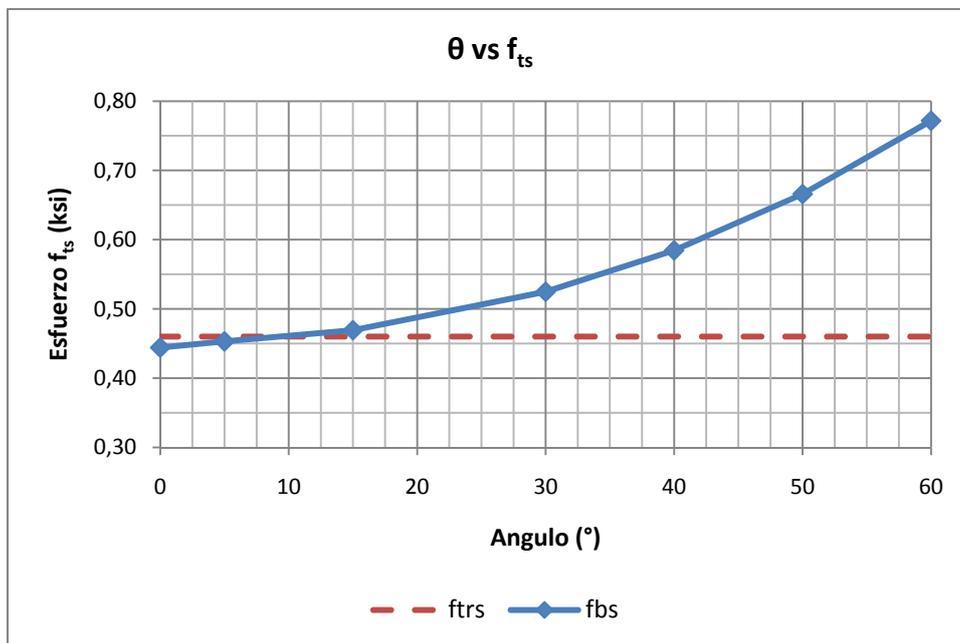


Figura 74.- Ángulo subtendido vs. Esfuerzo en fibra inferior.



5.2.2.4 Reacciones

Las reacciones de las superestructuras se muestran en la figura 35.

Tabla 20.- Reacciones de la superestructura

$\theta = 0^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	90.16	91.50	80.11	90.51	90.15	90.16	91.50	80.11	91.51	90.15
SDL	15.32	14.46	12.36	14.47	15.32	15.32	14.46	12.36	14.47	15.32
LL+I	15.50	22.00	21.60	22.01	15.50	15.50	22.00	21.60	22.01	15.50

$\theta = 5^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	102.92	96.27	80.31	88.43	75.47	102.92	96.27	80.31	88.43	75.47
SDL	17.49	15.28	12.39	13.94	12.81	17.49	15.28	12.39	13.94	12.81
LL+I	17.43	22.56	21.08	21.40	13.57	17.42	22.56	21.07	21.40	13.57

$\theta = 15^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	131.76	104.55	80.80	80.55	45.74	131.76	104.55	80.80	80.55	45.74
SDL	22.41	16.70	12.48	12.60	7.74	22.41	16.70	12.48	12.60	7.74
LL+I	22.31	23.78	21.14	20.25	10.76	22.31	23.78	21.14	20.26	10.76

$\theta = 30^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	175.41	117.70	82.44	68.70	-0.86	175.41	117.70	82.44	68.70	-0.86
SDL	29.85	18.94	12.76	10.58	-0.21	29.85	18.94	12.76	10.58	-0.21
LL+I	29.86	25.73	21.35	18.56	-8.89	29.86	25.72	21.35	18.56	-8.88

$\theta = 40^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	202.75	130.92	84.10	62.41	-36.78	202.75	130.92	84.10	62.41	-36.78
SDL	34.50	21.20	13.05	9.52	-6.35	34.50	21.20	13.05	9.52	-6.35
LL+I	34.62	27.66	21.58	17.65	-14.01	34.61	27.65	21.57	17.65	-14.01

$\theta = 50^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	240.16	134.86	86.57	53.24	-71.42	240.16	134.86	86.57	53.24	-71.42
SDL	40.90	21.86	13.46	7.94	-12.23	40.90	21.86	13.46	7.94	-12.23
LL+I	41.14	28.27	21.84	16.50	-19.16	41.14	28.27	21.84	16.51	-19.16

$\theta = 60^\circ$	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	R ₇	R ₈	R ₉	R ₁₀
DL	273.39	149.62	89.71	42.44	-111.75	273.39	149.62	89.71	42.22	-111.75
SDL	46.55	24.39	14.00	6.10	-19.11	46.55	24.39	14.00	6.10	-19.11
LL+I	47.02	30.50	22.27	15.53	-25.85	47.02	30.49	22.27	15.54	-25.85

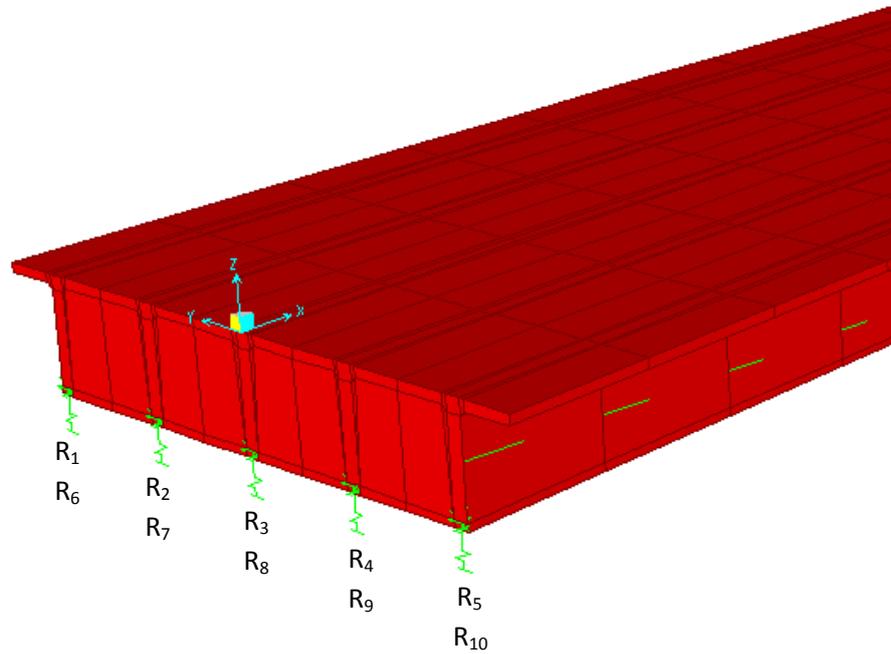


Figura 75.- Reacciones.

o Diagrama de reacciones

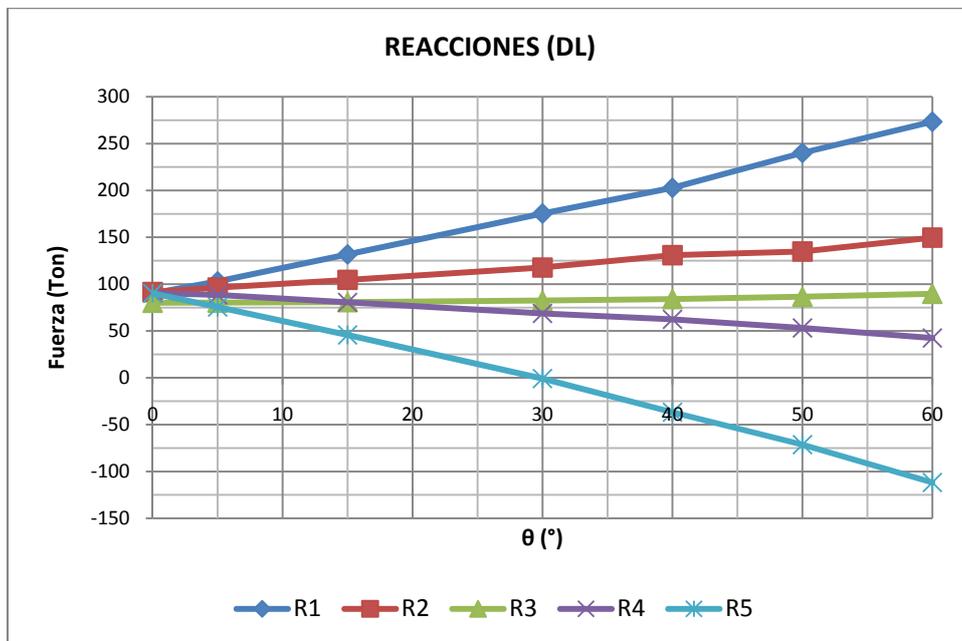


Figura 76.- Ángulo subtendido vs. Reacciones por carga muerta.

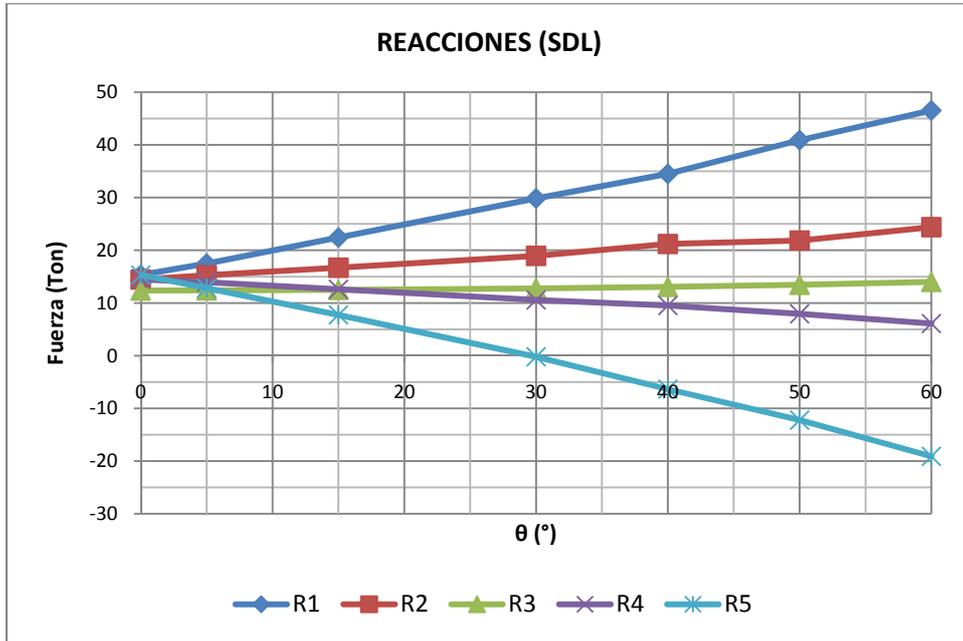


Figura 77.- Ángulo subtendido vs. Reacciones por carga superimpuesta.

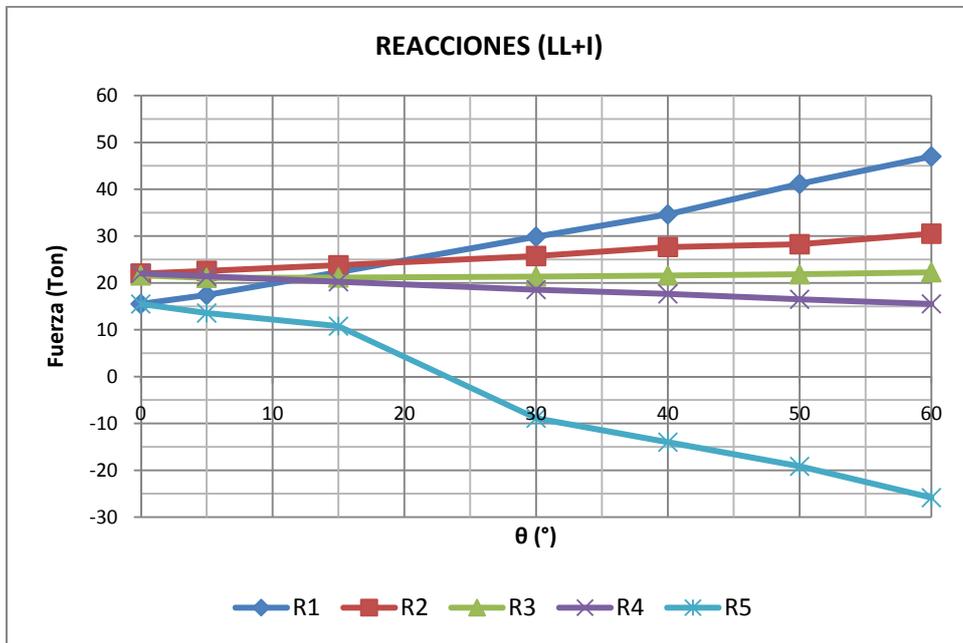


Figura 78.- Ángulo subtendido vs. Reacciones por carga viva + impacto.



5.2.3 Diseño de puentes curvos

En base a los resultados y las cargas actuantes se diseñan las distintas superestructuras para que satisfagan las condiciones estructurales de serviciabilidad y resistencia.

Ver *Anexo B* y *C* para diseño.



CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES



CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

6.1 Puente de tablero metálico

6.1.1 Puente sin curvatura horizontal

El diseño del tablero con vigas metálicas con ángulo subtendido igual a cero fue satisfactorio cumpliendo con todos los parámetros que el AASHTO dispone, siendo los esfuerzos de flexión los que predominan en el diseño.

El análisis fue realizado manualmente siguiendo las directrices del AASHTO y comparado con lo obtenido usando el SAP2000.

Los resultados en la viga más crítica se muestran en la tabla 21.

Tabla 21.- Resultados puente recto

	M_{DL+SDL} Ton-m	M_{LL+I} (in) Ton-m	M_{LL+I} (ex) Ton-m	V_{DL+SDL} Ton	V_{LL+I} (in) Ton	V_{LL+I} (ex) Ton
AASHTO	752.41	348.97	318.52	60.20	31.10	28.40
SAP	737.70	265.47	309.33	59.40	27.34	26.47

Se observa que el orden de magnitud entre los resultados calculados a mano (AASHTO) y SAP2000 son parecidos, siendo mayores los primeros.



Se debe tener en cuenta que el SAP usa modelo de elementos finitos para realizar el análisis estructural, con lo que se espera que los resultados sean más precisos, a diferencia del AASHTO que se basa en experimentación y varios otros modelos matemáticos para determinar la distribución de las cargas y sus demandas en los elementos estructurales.

La razón de los valores se resume en la tabla 22.

Tabla 22.- Razón de resultados AASHTO y SAP2000

M_{DL+SDL} Ton-m	M_{LL+H} (in) Ton-m	M_{LL+H} (ex) Ton-m	V_{DL+SDL} Ton	V_{LL+H} (in) Ton	V_{LL+H} (ex) Ton
1.02	1.31	1.03	1.01	1.14	1.07

Se observa que la razón para cargas muertas y superimpuestas, tanto en momentos como cortantes es muy cercana a uno. Mientras que para los momentos y cortantes por carga viva de las vigas exteriores es también cercana a uno, pero la razón es mayor para las vigas interiores.

Se evidencia la desigualdad entre ambos casos, pero para el diseño cabe mencionar que se ha utilizado los mayores valores entre los dos, los cuales corresponderían al AASHTO, cubriendo así los resultados del SAP. La diferencia encontrada coincide con *AASHTO Load Distribution: Is it too Conservative?*²

Se concluye que el método de análisis del SAP da resultados satisfactorios y fiables, porque usa modelación con elementos finitos, con lo cual se procedió a elaborar los modelos matemáticos para el análisis estructural variando el ángulo subtendido y determinando las demandas requeridas para el diseño de los tramos curvos de los puentes a estudiar.

6.1.2 Puentes con curvatura horizontal

6.1.2.1 Deformaciones

Se observa que el incremento del ángulo subtendido aumenta la deformación causada por la carga viva más impacto.

² (Tonias & Zhao, 2007)



Para los ángulos evaluados, a partir de 50° la relación "K", luz de viga para deformación vertical, excede el límite propuesto por *AASHTO* de $1/800$, donde la deformación en 50° es de 7.38 cm. La gráfica ángulo vs deformación muestra una curva con incremento no lineal a medida que el ángulo se va aumentando.

Es básico y relevante para el diseño cubrir los excesos de deformaciones, por lo cual esto es un indicio que para ayudar a la estructura a soportar dichas deformaciones se requiere de aumentar la sección de las vigas metálicas.

6.1.2.2 Demanda

Las demandas de momento, cortante y torsión máximos sobre la viga más crítica incrementan a medida que crece la curvatura. Tanto para el momento y cortante la demanda para los diferentes tipos de carga (muerta, superimpuesta y viva más impacto) aumentan casi linealmente. Es lógico suponer que el incremento de curvatura tiene como consecuencia una viga más larga, siendo ésta la que se encuentra más lejos del arco de la curva. Esto conlleva a una mayor acción de los tipos de carga, ya sea de carga muerta donde el peso propio de la viga aumenta por ser más larga, así como también por carga superimpuesta y carga viva. La torsión sin embargo presenta una curva un poco irregular en su configuración, entre los ángulos 40° a 60° hay una pequeña discontinuidad con respecto a la linealidad, que debería de suponerse aparezca como en los casos anteriormente descritos. Sin embargo está claro que las demandas aumentan con respecto al crecimiento del ángulo.

6.1.2.3 Esfuerzos

De los valores máximos de cargas actuantes se determinan los esfuerzos manteniendo, como se ha mencionado con anterioridad, la sección tipo; es decir, sin variar las propiedades geométricas de la sección para los distintos ángulos analizados. Por lo tanto bajo las mismas características de sección e incremento de cargas, los esfuerzos aumentan.

El esfuerzo en la fibra inferior presenta una función lineal que a partir de 30° los esfuerzos actuantes sobrepasan el esfuerzo admisible. Mientras que el esfuerzo en la fibra superior es menos crítico donde a partir de los 50° el esfuerzo es mayor que el admisible. Para cubrir esta deficiencia en la resistencia se debe de incrementar los módulos de sección de las vigas y disminuir los esfuerzos hasta el admisible.



El esfuerzo de corte se suma junto al esfuerzo de torsión. Se aprecia claramente como el esfuerzo por cortante solo es muy inferior al producido por torsión a medida que se aumentan los ángulos. Ambos esfuerzos como se esperaba, incrementan con respecto al ángulo, sin embargo se nota que los valores de esfuerzos por cortante son menores que el admisible para cada uno de los ángulos, siendo por lo tanto un parámetro que no rige en el diseño. Mientras que los esfuerzos de torsión generan un esfuerzo de corte de gran magnitud, parámetro importante que se debe considerar en el diseño. La combinación de ambos esfuerzos deben ser resistidos por la sección, donde insuficiencia de la superestructura se observa a partir de los 5°. De manera que este último rige en el diseño de esfuerzos en las vigas.

6.1.2.4 Reacciones

Se muestra la variación de las reacciones en función de los ángulos evaluados tanto para carga muerta, superimpuesta y viva más impacto. Para las distintas cargas aplicadas la reacción en la viga exterior del lado de mayor curvatura incrementa linealmente a medida que se aumenta el ángulo subtendido. Mientras la reacción de la viga más corta, la de menor arco, también aumenta negativamente levantándose del apoyo. Las reacciones restantes parecieran casi invariables y con órdenes de magnitud muy parecidos. Este aspecto en el comportamiento estructural es de suma importancia en el diseño de los apoyos de neopreno del puente, ya que unos se deben diseñar para que sean suficientes para las fuerzas de compresión que se están generando, mientras que en el que se presenta tensión se debe diseñar pernos de anclaje que unan la subestructura con la viga para evitar que ésta se levante y por consiguiente el modelo matemático realizado sea igual a la realidad.

El uso de diafragmas y arriostramientos que amarren unas vigas con otras se torna en una herramienta indispensable para que todas trabajen en conjunto.

6.1.2.5 Diseño

Se diseñaron todas las superestructuras para los diferentes ángulos subtendidos hasta que sean satisfactorias, para lo cual se tuvo que aumentar las dimensiones de las secciones de las vigas, y también el tamaño de los perfiles que forman los arriostramientos horizontales y verticales de la superestructura debido a los efectos de torsión.



Como el costo de la superestructura está en función directa del peso propio de los elementos estructurales, a continuación se muestra una tabla y figuras que reflejan el incremento del costo en función del ángulo subtendido. Ver *Anexo D* para el presupuesto.

Tabla 23.- Peso de superestructuras

ANGULO (°)	PESO (Kg)	% de Incremento
0	158,957.71	-
5	159,676.50	0.45
15	195,270.90	22.84
30	262,248.21	64.98
40	292,981.65	84.31
50	312,287.26	96.46
60	341,351.08	114.74

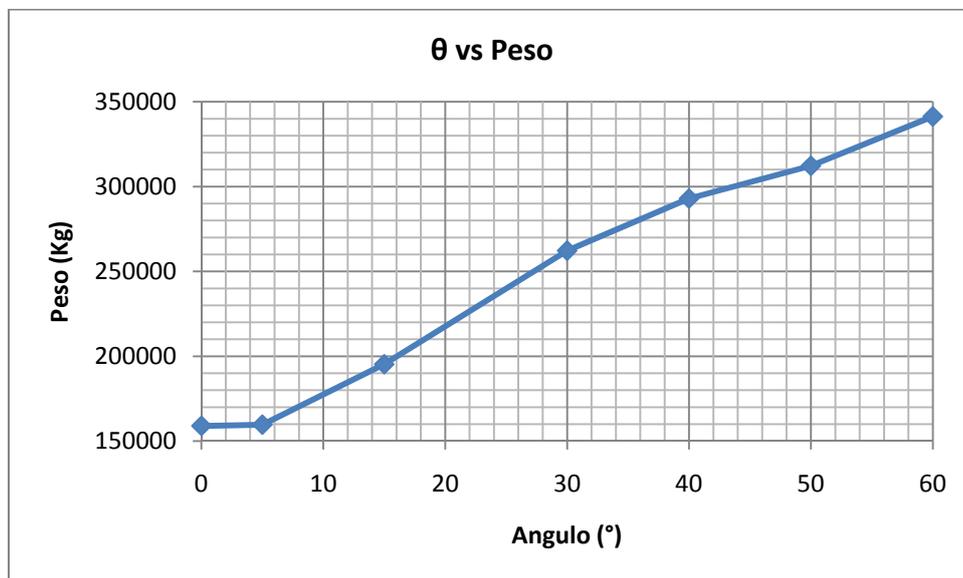


Figura 79.- Peso de superestructuras en función de θ .

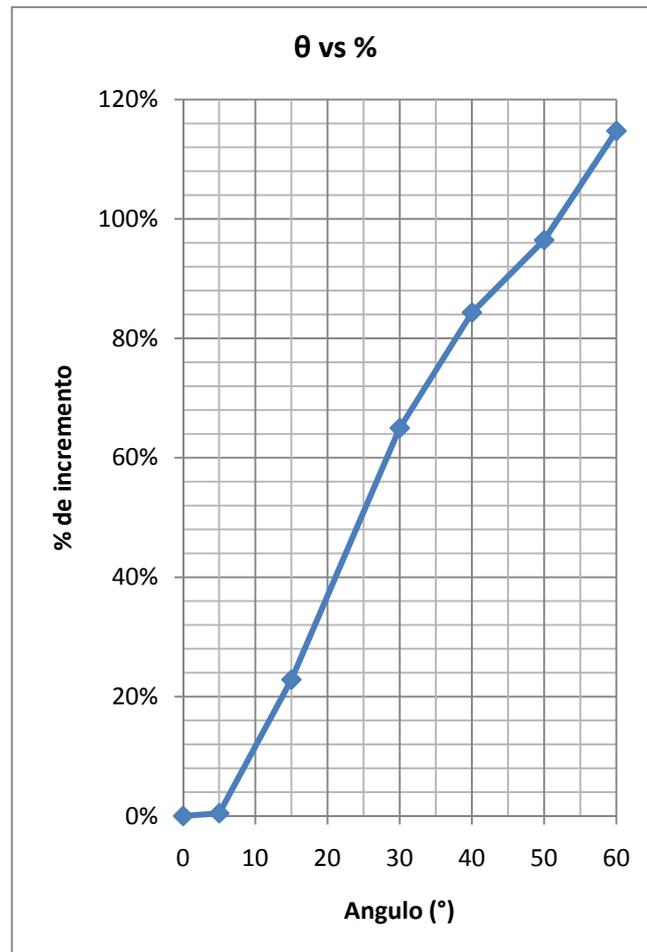


Figura 80.- Porcentaje de incremento del peso con respecto a 0°.

- Entre 0° y 5° el costo de la superestructura es prácticamente el mismo, confirmándose de esta manera lo especificado por AASHTO, que un puente con un ángulo subtendido menor a 5° puede ser diseñado como un puente recto con la longitud central del subtendido.
- Entre 5° y 30° el costo crece linealmente.
- Entre 30° y 50° crece linealmente pero con una pendiente menor que el del caso anterior.
- Entre 50° y 60° crece linealmente pero con una pendiente mayor que la anterior.
- El incremento de costos que presentan los puentes curvos es considerable.



Tabla 24.- Costo de las superestructuras metálicas

ANGULO (°)	COSTO (\$)
0	392,540.63
5	394,086.03
15	470,613.99
30	614,615.20
40	680,692.10
50	722,199.16
60	784,686.37

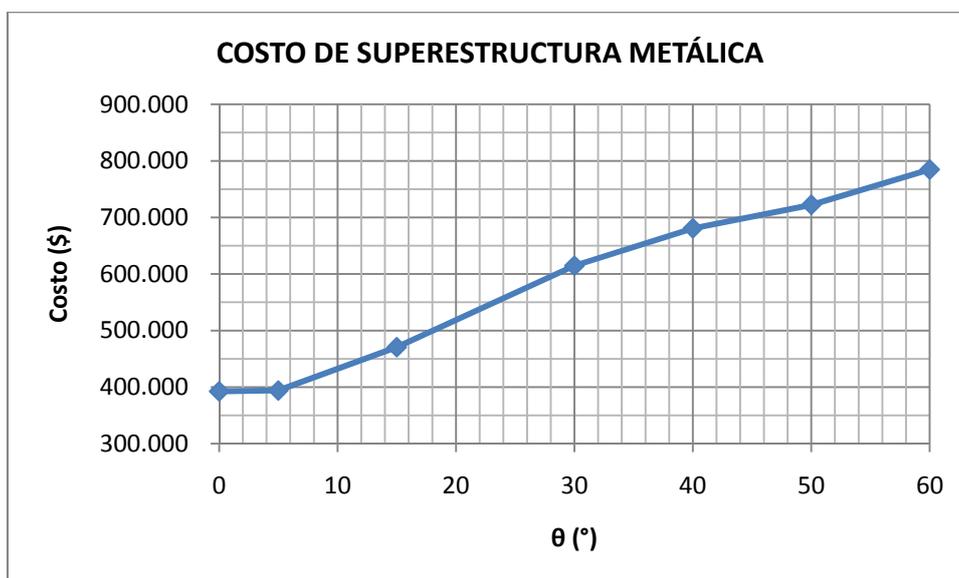


Figura 81.- Ángulos subtendidos vs costos.

6.2 Puente de hormigón presforzado

6.2.1 Puente sin curvatura horizontal

El diseño del tablero de una viga cajón postensada con ángulo subtendido igual a cero fue satisfactorio cumpliendo con todos los parámetros que el AASHTO dispone, siendo el esfuerzo de flexión el que predomina en el diseño.

El análisis fue elaborado mediante el AASHTO y el SAP; los resultados se muestran en la tabla 25.



Tabla 25.- Resultados

	M_{DL} Ton-m	M_{SDL} Ton-m	M_{LL+I} Ton-m	V_{DL} Ton	V_{SDL} Ton	V_{LL+I} Ton
AASHTO	5171.25	899.06	1372.45	395.19	68.71	88.13
SAP	5082.16	862.59	901.53	416.34	68.63	79.97

Se observa que el orden de magnitud entre los resultados calculados a mano (AASHTO) y SAP2000 es parecido.

Se debe tener en cuenta que el SAP usa modelo de elementos finitos para realizar el análisis estructural, con lo que se espera que los resultados sean más precisos, a diferencia del AASHTO que se basa en experimentación y varios otros modelos matemáticos para determinar la distribución de las cargas y sus demandas en los elementos estructurales.

La razón de los valores se resume en la tabla 26.

Tabla 26.- Razón de resultados AASHTO y SAP2000

M_{DL} Ton-m	M_{SDL} Ton-m	M_{LL+I} Ton-m	V_{DL} Ton	V_{SDL} Ton	V_{LL+I} Ton
1.02	1.04	1.52	0.95	1.00	1.10

Se observa que la razón de los resultados en casi todos a excepción del momento por carga viva es igual a uno.

Los resultados del SAP para el caso de la viga cajón postensada no guarda relación con el momento máximo por carga viva del AASHTO. Se conoce que el AASHTO en ocasiones es conservador, siendo este un caso probable ya que no especifica un factor de distribución para una sección cajón postensada, la cual se analiza como un cuerpo rígido.

Los modelos curvos se basan en los resultados obtenidos por el SAP2000 y la respuesta estructural del análisis.



6.2.2 Puentes con curvatura horizontal

6.2.2.1 Deformaciones

El incremento del ángulo subtendido aumenta la deformación causada por la carga viva más impacto. Para los ángulos evaluados todas las deformaciones están dentro del rango permisible siendo el límite $1/800$. Al tratarse de una sección cajón postensada la rigidez de la sección es tan grande que permite tener valores por debajo del límite, parámetro que no es crítico en el diseño.

6.2.2.2 Demanda

Las demandas de momento, cortante y torsión máximos incrementan a medida que crece la curvatura. El momento para cada caso de carga presenta un incremento de manera no lineal, lo cual genera incremento en los esfuerzos de la sección. En cuanto al cortante, los valores se mantienen casi constantes habiendo diferencias mínimas entre las magnitudes, lo cual indica que prácticamente el diseño del refuerzo por corte se mantiene invariable para cada ángulo. La torsión por carga muerta y superimpuesta muestran una variación lineal, a diferencia de la torsión por carga viva que no es lineal. La torsión en este caso es quien rige el diseño del refuerzo por corte.

6.2.2.3 Esfuerzos

Los esfuerzos de la sección cajón son a la transferencia y en servicio. Durante la transferencia los esfuerzos están debajo de los admisibles, requisito que se cumple con el diseño. En servicio el esfuerzo de compresión, en la fibra superior, también cumple con el esfuerzo admisible. Los esfuerzos que rigen el diseño de las superestructuras son los de tensión, volviéndose crítico a partir de los 15° . La disminución de los esfuerzos actuantes se consigue mediante el incremento del presfuerzo, es decir, mayor cantidad de cables y fuerza.

6.2.2.4 Reacciones

Se muestra la variación de las reacciones en función de los ángulos evaluados tanto para carga muerta, superimpuesta y viva más impacto. Para el estado de carga muerta la reacción en el nervio exterior del lado de mayor curvatura incrementa linealmente a medida que se aumenta el ángulo subtendido. Mientras la reacción del nervio más corto, el de menor arco, también aumenta negativamente



levantándose del apoyo. Las reacciones restantes parecieran casi invariables y con órdenes de magnitud muy parecidos. Este aspecto en el comportamiento estructural es de suma importancia en el diseño de los apoyos de neopreno del puente, ya que unos se deben diseñar para que sean suficientes para las fuerzas de compresión que se están generando, mientras que en el que se presenta tensión se debe diseñar pernos de anclaje que unan la subestructura con la viga cajón para evitar que ésta se levante y por consiguiente el modelo matemático realizado sea igual a la realidad.

6.2.2.5 Diseño

Se diseñaron todas las superestructuras para los diferentes ángulos subtendidos hasta que sean satisfactorias, para lo cual se tuvo que aumentar el número de cables para satisfacer el esfuerzo en servicio de tracción de la fibra inferior. La torsión no se consideró en 5° y 15°, donde la sección está en capacidad de resistir este efecto. A partir de 30° hasta 60° el refuerzo por corte fue incrementando a medida que crecían los ángulos subtendidos.

A continuación se muestra una tabla y figuras que reflejan el incremento del costo en función del ángulo subtendido. Ver *Anexo E* para el presupuesto.

Tabla 27.- Costo de las superestructuras de hormigón presforzado

ANGULO (°)	COSTO (\$)
0	145,941.51
5	145,941.51
15	145,941.51
30	208,213.72
40	208,436.27
50	209,537.98
60	211,381.23

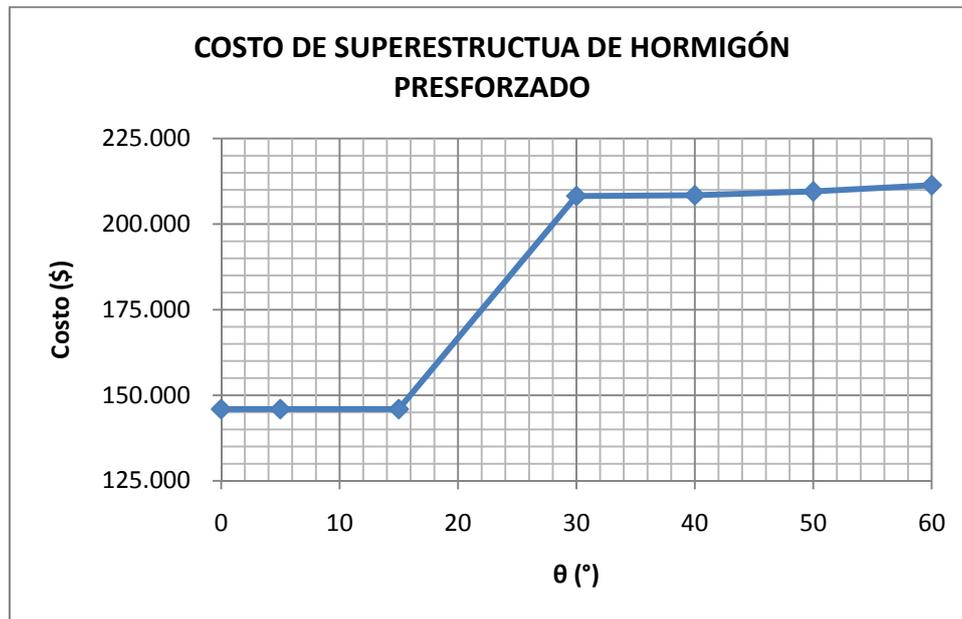


Figura 82.- Ángulos subtendidos vs costos.

Se observa como el costo incrementa justo después de 15°. La torsión no requiere ser considerada hasta este ángulo debido a que la sección está en capacidad de resistirla. Se requiere de mayor cantidad de refuerzo transversal y longitudinal a partir de 30° para satisfacer las demandas de carga, por lo tanto se incrementa el costo de la superestructura, lo cual se refleja en el cambio de pendiente entre los ángulos mencionados.

A continuación se muestra el costo de ambas superestructuras, figura 83.

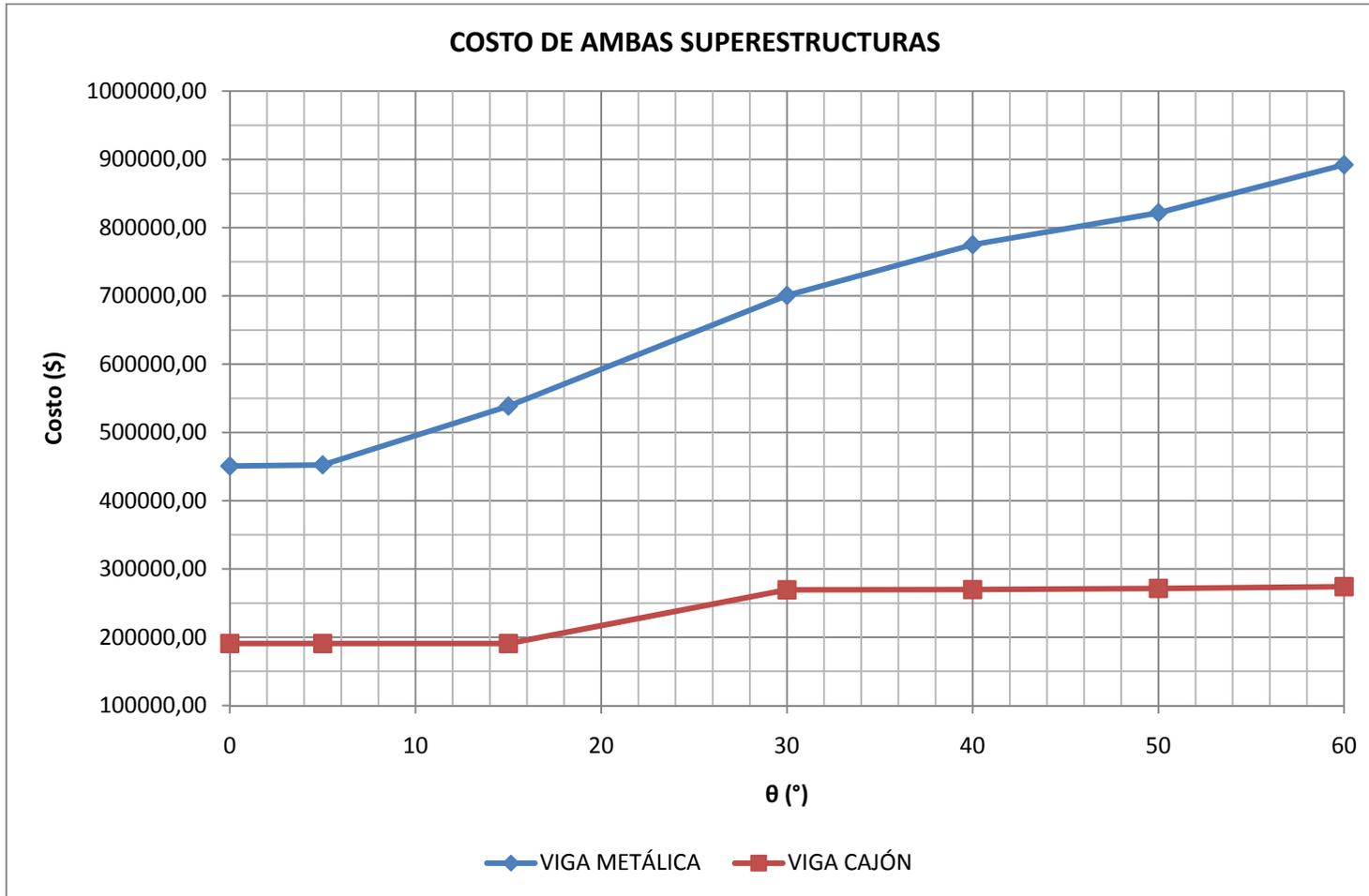


Figura 83.- Costos de ambas superestructuras.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges* . Washington D.C.
- AASHTO. (2003). *Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges* . Washington D.C.
- ACI 318-08. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* .
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2000). *Bridge Engineering Handbook*. New York: CRC Press.
- Computer & Structures Inc. (2009). *Introduction to SAP2000/Bridge* . Berkeley.
- Khaloo, A. R., & Kafimosavi, M. (2007). Enhancement of Flexural Design of Horizontally Curved Prestressed Bridges. *Journal of Bridge Engineering* , 12 (5), 585-590.
- Kim, W. S., Laman, J. A., & Linzell, D. G. (2007). Live Load Radial Moment Distribution for Horizontally Curved Bridges. *Journal of Bridge Engineering* , 12 (6), 727-736.
- Kim, Y. D., Jung, S.-K., & White, D. W. (2007). Transverse Stiffener Requirements in Straight and Horizontally Curved Steel I-Girders. *Journal of Bridge Engineering* , 12 (2), 174-183.
- Libby, J. R., & Perkins, N. D. (1976). *Modern Prestressed Concrete: Highway Bridge Superstructures*. San Diego: Grantville Pub.
- Linzell, D., Hall, D., & White, D. (2004). Historical Perspective on Horizontally Curved I Girder Bridge Design in the Unites States. *Journal of Bridge Engineering* , 9 (3), 218-229.
- NCHRP Report 563. (2006). *Development of LRFD Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Bridges* . Washington D.C.
- NCHRP Report 620. (2008). *Development of Design Specifications and Commentary for Horizontally Curved Concrete Box-Girder Bridges* . Washington D.C.
- Nilson, A. H. (1982). *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado*. México D.F.: Limusa.
- Salmon, C. G., Johnson, J. E., & Malhas, F. A. (2009). *Steel Structures: Design and Behavior*. New Jersey: Pearson Prentice Hall.
- Taly, N. (1998). *Design of Modern Highway Bridges*. Los Angeles: McGraw Hill.
- Tonias, D. E., & Zhao, J. J. (2007). *Bridge Engineering: Design, Rehabilitation and Maintenance of Modern Highway Bridges*. New York: McGraw Hill.

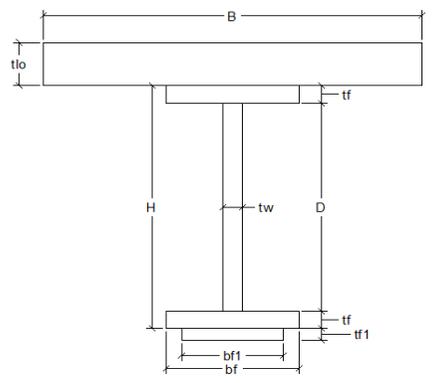
ANEXOS

ANEXO A

DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS METÁLICAS

ANEXO A1.- DISEÑO VIGA METÁLICA ($\theta= 15^\circ$)

DETALLE DE VIGA

Geometria			
H =	220.00 cm	$b_{f1} =$	0.00 cm
$t_w =$	1.80 cm	$t_{f1} =$	0.00 cm
$b_f =$	90.00 cm	B =	240.00 cm
$t_f =$	2.80 cm	$t_{fo} =$	20.00 cm
D =	214.40 cm	J =	1733.91 cm ⁴
Propiedades			
E/G =	2.60	$C_w =$	4.01E+09 cm ⁶
$I_r =$	170100.00 cm ²	$\lambda =$	4.08E-04
			
Sección Simple			
A =	889.92 cm ²	I =	7422795.42 cm ⁴
$y_b =$	110.00 cm	$S_b =$	67479.96 cm ³
$y_t =$	110.00 cm	$S_t =$	67479.96 cm ³
Sección Compuesta			
n =	0.14	B' =	34.29 cm
$A_c =$	1575.63 cm ²	$I_c =$	13022660.13 cm ⁴
$y_{bc} =$	162.22 cm	$S_{bc} =$	80275.86 cm ³
$y_{tc} =$	57.78 cm	$S_{tc} =$	225398.61 cm ³

CARGAS ACTUANTES

θ	LONG (m)			DEF (cm)			MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	L	Δ	K	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL			
15°	51.31	3.83	1340	642.17	201.06	253.97	71.26	22.30	37.64	16.86	5.27	11.15			

LONG (cm)	FLEXION (Kg/cm ²)		CORTE (Kg/cm ²)	TORSION (Kg/cm ²)	CORTE TOTAL (Kg/cm ²)
L	f_b	f_t	u_v	u_s	f_v
5131	1518	1154	340	647	987

FLEXION (ksi)		ADMISIBLE (ksi)	CORTE TOTAL (ksi)	ADMISIBLE (ksi)
f_b	f_t	f_a	f_v	f_{av}
21.69	16.48	27	14.10	17

CARGAS ACTUANTES CON NUEVA SECCIÓN

θ	LONG (m)			DEF (cm)			MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	L	Δ	K	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL			
15°	51.31	2.99	1716	686.55	200.19	251.60	78.33	22.80	38.22	19.00	5.54	13.24			

OK

LONG (cm)	FLEXION (Kg/cm ²)		CORTE (Kg/cm ²)	TORSION (Kg/cm ²)	CORTE TOTAL (Kg/cm ²)
L	f_b	f_t	u_v	u_s	f_v
5131	1580	1218	361	734	1095

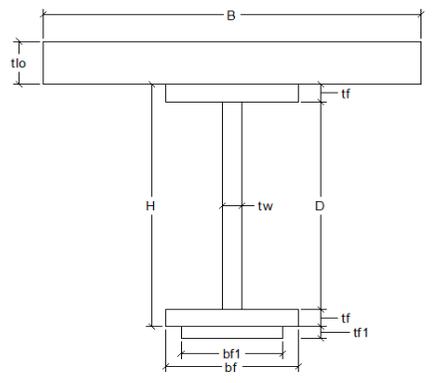
FLEXION (ksi)		ADMISIBLE (ksi)	CORTE TOTAL (ksi)	ADMISIBLE (ksi)
f_b	f_t	f_a	f_v	f_{av}
22.57	17.40	27	15.65	17

OK

OK

ANEXO A2.- DISEÑO VIGA METÁLICA ($\theta= 30^\circ$)

DETALLE DE VIGA

Geometria			
H =	265.00 cm	$b_{r1} =$	0.00 cm
$t_w =$	2.00 cm	$t_{r1} =$	0.00 cm
$b_f =$	95.00 cm	B =	240.00 cm
$t_f =$	3.50 cm	$t_{io} =$	20.00 cm
D =	258.00 cm	J =	3403.42 cm ⁴
Propiedades			
E/G =	2.60	$C_w =$	8.55E+09 cm ⁶
$I_r =$	250067.71 cm ²	$\lambda =$	3.91E-04
			
Sección Simple			
A =	1181.00 cm ²	I =	14231479.92 cm ⁴
$y_b =$	132.50 cm	$S_b =$	107407.40 cm ³
$y_t =$	132.50 cm	$S_t =$	107407.40 cm ³
Sección Compuesta			
n =	0.14	$B' =$	34.29 cm
$A_c =$	1866.71 cm ²	$I_c =$	23063709.52 cm ⁴
$y_{bc} =$	184.85 cm	$S_{bc} =$	124772.83 cm ³
$y_{tc} =$	80.15 cm	$S_{tc} =$	287741.04 cm ³

CARGAS ACTUANTES

θ	LONG (m)		DEF (cm)			MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	L	Δ	K	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL		
30°	52.62	5.07	1038	720.60	225.63	281.85	94.66	29.63	44.87	27.92	8.74	15.66		

LONG (cm)	FLEXION (Kg/cm ²)		CORTE (Kg/cm ²)	TORSION (Kg/cm ²)	CORTE TOTAL (Kg/cm ²)
L	f_b	f_t	u_v	u_s	f_v
5262	1078	847	328	563	891

FLEXION (ksi)		ADMISIBLE (ksi)	CORTE TOTAL (ksi)	ADMISIBLE (ksi)
f_b	f_t	f_a	f_v	f_{av}
15.39	12.10	27	12.73	17

CARGAS ACTUANTES CON NUEVA SECCIÓN

θ	LONG (m)		DEF (cm)			MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	L	Δ	K	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL		
30°	52.62	2.25	2339	871.28	224.99	280.75	118.91	30.63	46.08	42.57	10.99	19.43		

OK

LONG (cm)	FLEXION (Kg/cm ²)		CORTE (Kg/cm ²)	TORSION (Kg/cm ²)	CORTE TOTAL (Kg/cm ²)
L	f_b	f_t	u_v	u_s	f_v
5262	1217	987	379	786	1165

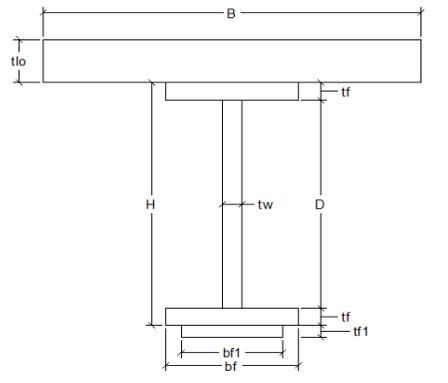
FLEXION (ksi)		ADMISIBLE (ksi)	CORTE TOTAL (ksi)	ADMISIBLE (ksi)
f_b	f_t	f_a	f_v	f_{av}
17.38	14.10	27	16.64	17

OK

OK

ANEXO A3.- DISEÑO VIGA METÁLICA ($\theta= 40^\circ$)

DETALLE DE VIGA

Geometria			
H =	265.00 cm	$b_{r1} =$	0.00 cm
$t_w =$	2.00 cm	$t_{r1} =$	0.00 cm
$b_f =$	100.00 cm	B =	240.00 cm
$t_f =$	3.50 cm	$t_{io} =$	20.00 cm
D =	258.00 cm	J =	3546.33 cm ⁴
Propiedades			
E/G =	2.60	$C_w =$	9.97E+09 cm ⁶
$I_r =$	291666.67 cm ²	$\lambda =$	3.70E-04
			
Sección Simple			
A =	1216.00 cm ²	I =	14829860 cm ⁴
$y_b =$	132.50 cm	$S_b =$	111923 cm ³
$y_t =$	132.50 cm	$S_t =$	111923 cm ³
Sección Compuesta			
n =	0.14	B' =	34.29 cm
$A_c =$	1901.71 cm ²	$I_c =$	23756227 cm ⁴
$y_{bc} =$	183.88 cm	$S_{bc} =$	129193 cm ³
$y_{tc} =$	81.12 cm	$S_{tc} =$	292861 cm ³

CARGAS ACTUANTES

θ	LONG (m)	DEF (cm)		MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	L	Δ	K	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL
40°	53.49	6.19	864	777.49	243.46	302.27	110.61	34.63	50.05	36.80	11.52	18.69

LONG (cm)	FLEXION (Kg/cm ²)		CORTE (Kg/cm ²)	TORSION (Kg/cm ²)	CORTE TOTAL (Kg/cm ²)
L	f_b	f_t	u_v	u_s	f_v
5349	1117	881	378	655	1033

FLEXION (ksi)		ADMISIBLE (ksi)	CORTE TOTAL (ksi)	ADMISIBLE (ksi)
f_b	f_t	f_a	f_v	f_{av}
15.96	12.59	27	14.76	17

CARGAS ACTUANTES CON NUEVA SECCIÓN

θ	LONG (m)	DEF (cm)		MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	L	Δ	K	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL
40°	53.49	2.32	2306	861.39	222.47	270.70	141.50	36.40	52.62	34.20	8.83	16.04

OK

LONG (cm)	FLEXION (Kg/cm ²)		CORTE (Kg/cm ²)	TORSION (Kg/cm ²)	CORTE TOTAL (Kg/cm ²)
L	f_b	f_t	u_v	u_s	f_v
5349	1151	938	447	577	1024

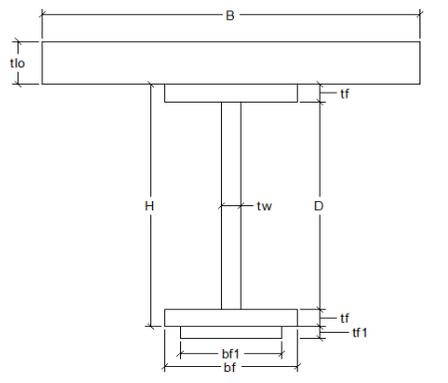
FLEXION (ksi)		ADMISIBLE (ksi)	CORTE TOTAL (ksi)	ADMISIBLE (ksi)
f_b	f_t	f_a	f_v	f_{av}
16.45	13.40	27	14.63	17

OK

OK

ANEXO A4.- DISEÑO VIGA METÁLICA ($\theta= 50^\circ$)

DETALLE DE VIGA

Geometria			
H =	270.00 cm	b _{r1} =	0.00 cm
t _w =	2.50 cm	t _{r1} =	0.00 cm
b _r =	100.00 cm	B =	240.00 cm
t _r =	3.50 cm	t _{io} =	20.00 cm
D =	263.00 cm	J =	4228.13 cm ⁴
Propiedades			
E/G =	2.60	C _w =	1.04E+10 cm ⁶
I _r =	291666.67 cm ²	λ =	3.96E-04
			
Sección Simple			
A =	1357.50 cm ²	I =	16219493 cm ⁴
y _b =	135.00 cm	S _b =	120144 cm ³
y _t =	135.00 cm	S _t =	120144 cm ³
Seccion Compuesta			
n =	0.14	B' =	34.29 cm
A _c =	2043.21 cm ²	I _c =	25821018 cm ⁴
y _{bc} =	183.66 cm	S _{bc} =	140589 cm ³
y _{tc} =	86.34 cm	S _{tc} =	299072 cm ³

CARGAS ACTUANTES

φ	LONG (m)		DEF (cm)			MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	L	Δ	K	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL		
50°	54.37	7.38	737	821.73	257.32	316.85	127.60	39.96	55.81	40.26	12.60	19.28		

LONG (cm)	FLEXION (Kg/cm ²)		CORTE (Kg/cm ²)	TORSION (Kg/cm ²)	CORTE TOTAL (Kg/cm ²)
L	f _b	f _t	u _v	u _s	f _v
5437	1092	876	340	831	1171

FLEXION (ksi)		ADMISIBLE (ksi)	CORTE TOTAL (ksi)	ADMISIBLE (ksi)
f _b	f _t	f _a	f _v	f _{av}
15.61	12.51	27	16.72	17

CARGAS ACTUANTES CON NUEVA SECCIÓN

φ	LONG (m)		DEF (cm)			MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	L	Δ	K	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL		
50°	54.37	2.28	2385	969.46	230.88	279.32	176.30	41.87	58.63	39.92	9.50	16.76		

OK

LONG (cm)	FLEXION (Kg/cm ²)		CORTE (Kg/cm ²)	TORSION (Kg/cm ²)	CORTE TOTAL (Kg/cm ²)
L	f _b	f _t	u _v	u _s	f _v
5437	1170	978	421	762	1183

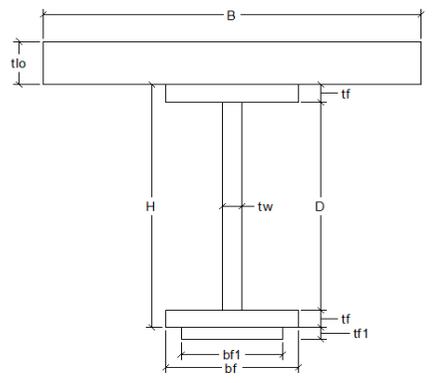
FLEXION (ksi)		ADMISIBLE (ksi)	CORTE TOTAL (ksi)	ADMISIBLE (ksi)
f _b	f _t	f _a	f _v	f _{av}
16.71	13.96	27	16.91	17

OK

OK

ANEXO A5.- DISEÑO VIGA METÁLICA ($\theta = 60^\circ$)

DETALLE DE VIGA

Geometria			
H =	280.00 cm	$b_{r1} =$	0.00 cm
$t_w =$	2.50 cm	$t_{r1} =$	0.00 cm
$b_f =$	110.00 cm	B =	240.00 cm
$t_f =$	3.80 cm	$t_{io} =$	20.00 cm
D =	272.40 cm	J =	5442.70 cm ⁴
Propiedades			
E/G =	2.60	$C_w =$	1.61E+10 cm ⁶
$I_r =$	421483.33 cm ²	$\lambda =$	3.61E-04
			
Sección Simple			
A =	1517.00 cm ²	I =	20155822 cm ⁴
$y_b =$	140.00 cm	$S_b =$	143970 cm ³
$y_t =$	140.00 cm	$S_t =$	143970 cm ³
Sección Compuesta			
n =	0.14	B' =	34.29 cm
$A_c =$	2202.71 cm ²	$I_c =$	30804271 cm ⁴
$y_{bc} =$	186.70 cm	$S_{bc} =$	164997 cm ³
$y_{tc} =$	93.30 cm	$S_{tc} =$	330148 cm ³

CARGAS ACTUANTES

θ	LONG (m)	DEF (cm)	K	MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	L	Δ		DL	SDL	LL	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL
60°	55.24	9.18	602	887.37	277.88	340.96	145.82	45.67	62.27	49.41	15.47	22.59

LONG (cm)	FLEXION (Kg/cm ²)		CORTE (Kg/cm ²)	TORSION (Kg/cm ²)	CORTE TOTAL (Kg/cm ²)
L	f_b	f_t	u_v	u_s	f_v
5524	991	804	373	704	1076

FLEXION (ksi)		ADMISIBLE (ksi)	CORTE TOTAL (ksi)	ADMISIBLE (ksi)
f_b	f_t	f_a	f_v	f_{av}
14.16	11.48	27	15.38	17

CARGAS ACTUANTES CON NUEVA SECCIÓN

θ	LONG (m)	DEF (cm)	K	MOMENTO (Ton-m)			CORTANTE (Ton)			TORSION (Ton-m)		
	L	Δ		DL	SDL	LL	DL	SDL	LL	DL	SDL	LL
60°	55.24	2.61	2116	1158.26	263.43	322.10	212.06	48.11	65.76	53.35	12.13	19.23

OK

LONG (cm)	FLEXION (Kg/cm ²)		CORTE (Kg/cm ²)	TORSION (Kg/cm ²)	CORTE TOTAL (Kg/cm ²)
L	f_b	f_t	u_v	u_s	f_v
5524	1159	982	479	681	1160

FLEXION (ksi)		ADMISIBLE (ksi)	CORTE TOTAL (ksi)	ADMISIBLE (ksi)
f_b	f_t	f_a	f_v	f_{av}
16.56	14.03	27	16.57	17

OK

OK

ANEXO B

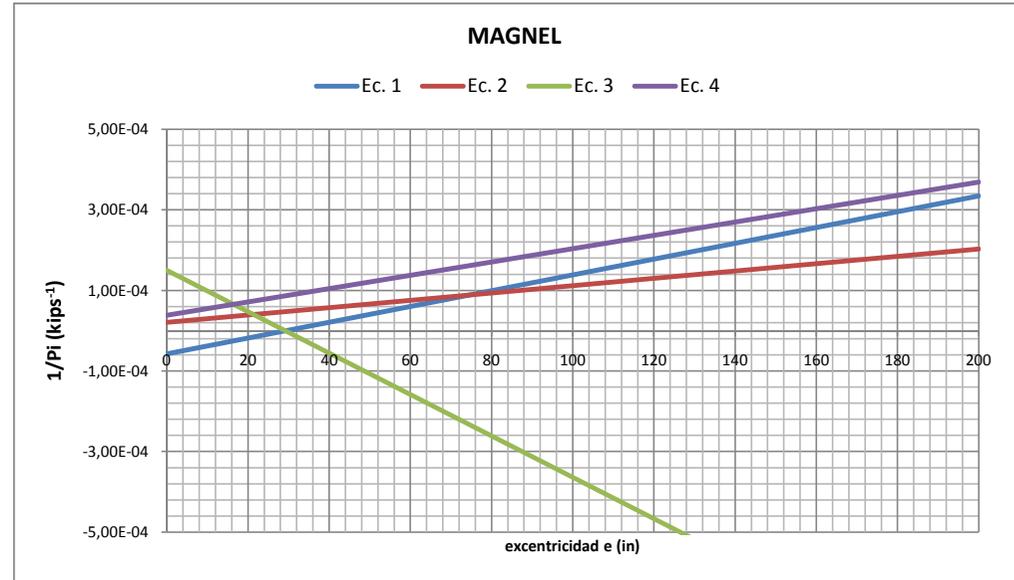
DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PRESFORZADO

ANEXO B1.1.- DISEÑO VIGA CAJÓN ($\theta=15^\circ$)

Propiedades			
A =	10764.77 in ³	f _{pu} =	270.00 ksi
r ² =	1142.68 in	f _{pi} =	189.00 ksi
Y _t =	-39.11 in	f _{pe} =	151.2 ksi
Y _b =	49.47 in	A _φ =	0.153 in ²
I =	12300645 in ⁴	n =	0.80
k _b =	29.22 in	M _g =	444803.62 kips-in
k _t =	-23.10 in	M _{SDL} =	75492.05 kips-in
S _b =	248648.57 in ³	M _(L+I) =	78971.34 kips-in
S _t =	-314514.06 in ³	M _{TOT} =	599267.01 kips-in

Presfuerzo			
1/Pi =	1.08E-04 kips ⁻¹	F _{TORON} =	28.92 kips/torón
P _i =	9275.15 kips	N _{TORONES} =	320.75
P _e =	7420.12 kips		
N _{TORONES} =	320.00	C _i =	-9253.44 kips
P _i =	9253.44 kips	C _e =	-7402.75 kips
P _e =	7402.75 kips	e =	42.09 in

Revisión de esfuerzos			
1.- P_i + q_{pp} (Transferencia)			
f _{ti} =	-1.04 ksi	≤	f _{tri} = 0.21 ksi
f _{bi} =	-0.64 ksi	≥	f _{ci} = -2.64 ksi
2.- P_e + q_{SDL} + q_(LL+I) (Servicio)			
f _{ts} =	-1.60 ksi	≥	f _{cs} = -2.40 ksi
f _{bs} =	0.47 ksi	≈	f _{trs} = 0.46 ksi



e	1/Pi			
	Ec. 1	Ec. 2	Ec. 3	Ec. 4
0	-5.73E-05	2.10E-05	1.50E-04	3.82E-05
200	3.35E-04	2.03E-04	-8.78E-04	3.69E-04
42.09	2.52E-05	5.92E-05	-6.62E-05	1.08E-04

ANEXO B1.2.- TRAZADO DE CABLES ($\theta=15^\circ$)

CABLES : COORDENADAS			
No.	1 y 2	3 y 4	5 y 6
Ye (cm)	68.75	118.75	168.75
Yc (cm)	10.00	20.00	30.00
L (m)	50.00	50.00	50.00
eb (cm)	54.87	4.87	-45.13
ec (cm)	113.62	103.62	93.62
y _b (cm)	123.62	123.62	123.62
α (grados)	2.69	4.52	6.33
X (m)	Y (cm)	Y (cm)	Y (cm)
0	68.75	118.75	168.75
5	47.60	83.20	118.80
10	31.15	55.55	79.95
15	19.40	35.80	52.20
20	12.35	23.95	35.55
25	10.00	20.00	30.00
30	12.35	23.95	35.55
35	19.40	35.80	52.20
40	31.15	55.55	79.95
45	47.60	83.20	118.80
50	68.75	118.75	168.75

Ye = Ordenada del cable en el extremo.

Yc = Ordenada del cable en el centro.

eb = Excentricidad del cable en el extremo de la viga.

ec = Excentricidad del cable en el centro de la viga.

Excentr. (+) del baricentro a zona en compresión

Excentr. (-) del baricentro a zona en tracción

L = Longitud de la viga

y_b = Dist. del baric. a la fibra inferior

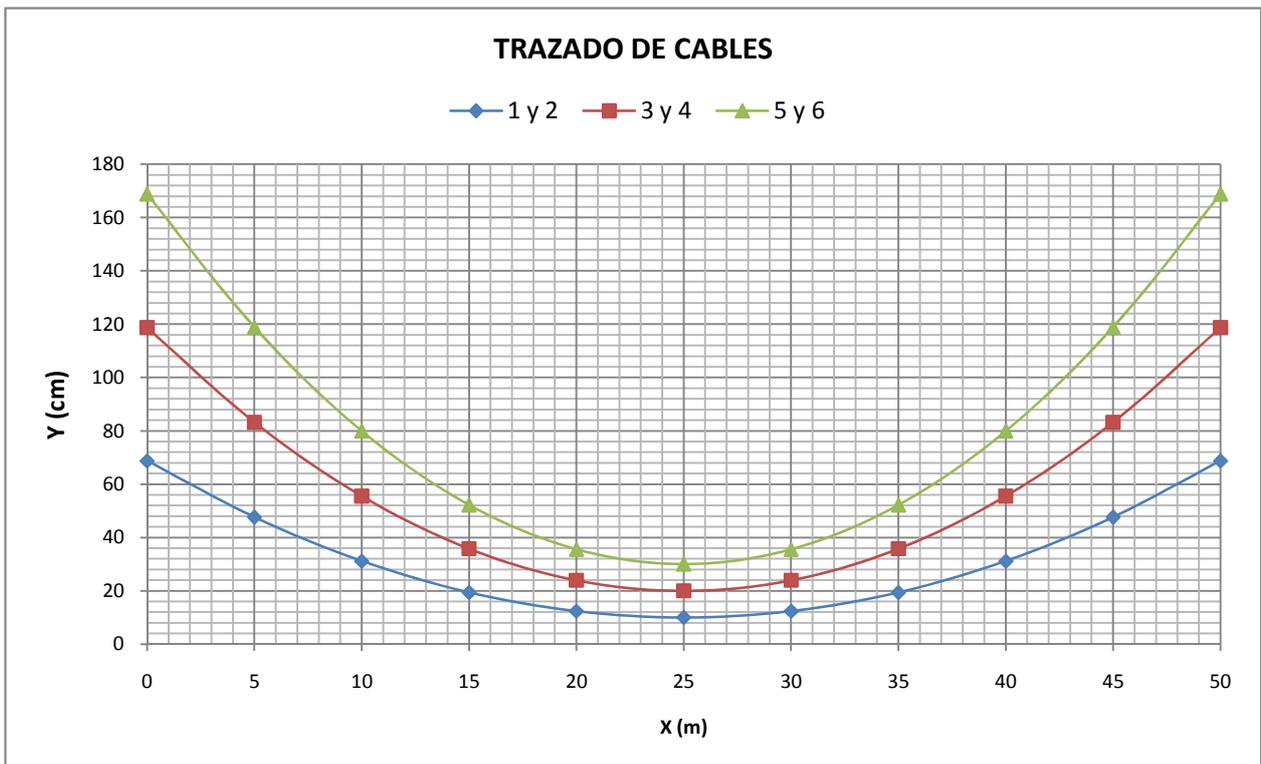
X = Abscisa desde el extremo izquierdo

Y = Ordenada desde la fibra inferior

$Y = y_b + 4(eb-ec)(L/2-x)^2/L^2 + ec$

α = Pendiente del cable en los extremos

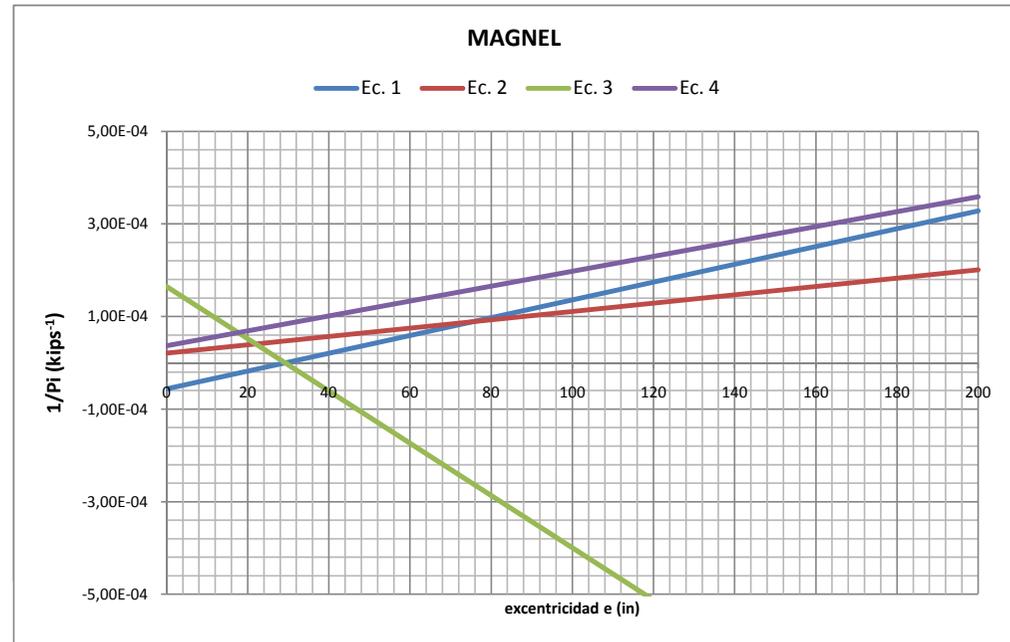
$\alpha = \text{ATAN}(4*(eb-ec)/L)$



ANEXO B2.1.- DISEÑO VIGA CAJÓN ($\theta=30^\circ$)

Propiedades			
$A =$	10764.77 in ³	$f_{pu} =$	270.00 ksi
$r^2 =$	1142.68 in	$f_{pi} =$	189.00 ksi
$Y_t =$	-39.11 in	$f_{pe} =$	151.2 ksi
$Y_b =$	49.47 in	$A_\phi =$	0.153 in ²
$I =$	12300645 in ⁴	$n =$	0.80
$k_b =$	29.22 in	$M_g =$	455066.54 kips-in
$k_t =$	-23.10 in	$M_{SDL} =$	77241.65 kips-in
$S_b =$	248648.57 in ³	$M_{(L+I)} =$	80766.85 kips-in
$S_t =$	-314514.06 in ³	$M_{TOT} =$	613075.04 kips-in

Presfuerzo			
$1/P_i =$	1.05E-04 kips ⁻¹	$F_{TORON} =$	28.92 kips/torón
$P_i =$	9560.46 kips	$N_{TORONES} =$	330.62
$P_e =$	7648.36 kips		
$N_{TORONES} =$	330.00	$C_i =$	-9542.61 kips
$P_i =$	9542.61 kips	$C_e =$	-7634.09 kips
$P_e =$	7634.09 kips	$e =$	41.95 in



Revisión de esfuerzos			
1.- $P_i + q_{pp}$ (Transferencia)			
$f_{ti} =$	-1.06 ksi	\leq	$f_{tri} =$ 0.21 ksi
$f_{bi} =$	-0.67 ksi	\geq	$f_{ci} =$ -2.64 ksi
2.- $P_e + q_{SDL} + q_{(LL+I)}$ (Servicio)			
$f_{ts} =$	-1.64 ksi	\geq	$f_{cs} =$ -2.40 ksi
$f_{bs} =$	0.47 ksi	\approx	$f_{trs} =$ 0.46 ksi

e	1/Pi			
	Ec. 1	Ec. 2	Ec. 3	Ec. 4
0	-5.61E-05	2.08E-05	1.65E-04	3.71E-05
200	3.28E-04	2.01E-04	-9.64E-04	3.59E-04
41.95	2.45E-05	5.85E-05	-7.19E-05	1.05E-04

ANEXO B2.2.- TRAZADO DE CABLES ($\theta=30^\circ$)

CABLES : COORDENADAS			
No.	1 y 2	3 y 4	5 y 6
Ye (cm)	67.05	117.05	167.05
Yc (cm)	10.00	20.00	30.00
L (m)	50.00	50.00	50.00
eb (cm)	56.57	6.57	-43.43
ec (cm)	113.62	103.62	93.62
y _b (cm)	123.62	123.62	123.62
α (grados)	2.61	4.44	6.26
X (m)	Y (cm)	Y (cm)	Y (cm)
0	67.05	117.05	167.05
5	46.51	82.11	117.71
10	30.54	54.94	79.34
15	19.13	35.53	51.93
20	12.28	23.88	35.48
25	10.00	20.00	30.00
30	12.28	23.88	35.48
35	19.13	35.53	51.93
40	30.54	54.94	79.34
45	46.51	82.11	117.71
50	67.05	117.05	167.05

Ye = Ordenada del cable en el extremo.

Yc = Ordenada del cable en el centro.

eb = Excentricidad del cable en el extremo de la viga.

ec = Excentricidad del cable en el centro de la viga.

Excentr. (+) del baricentro a zona en compresión

Excentr. (-) del baricentro a zona en tracción

L = Longitud de la viga

y_b = Dist. del baric. a la fibra inferior

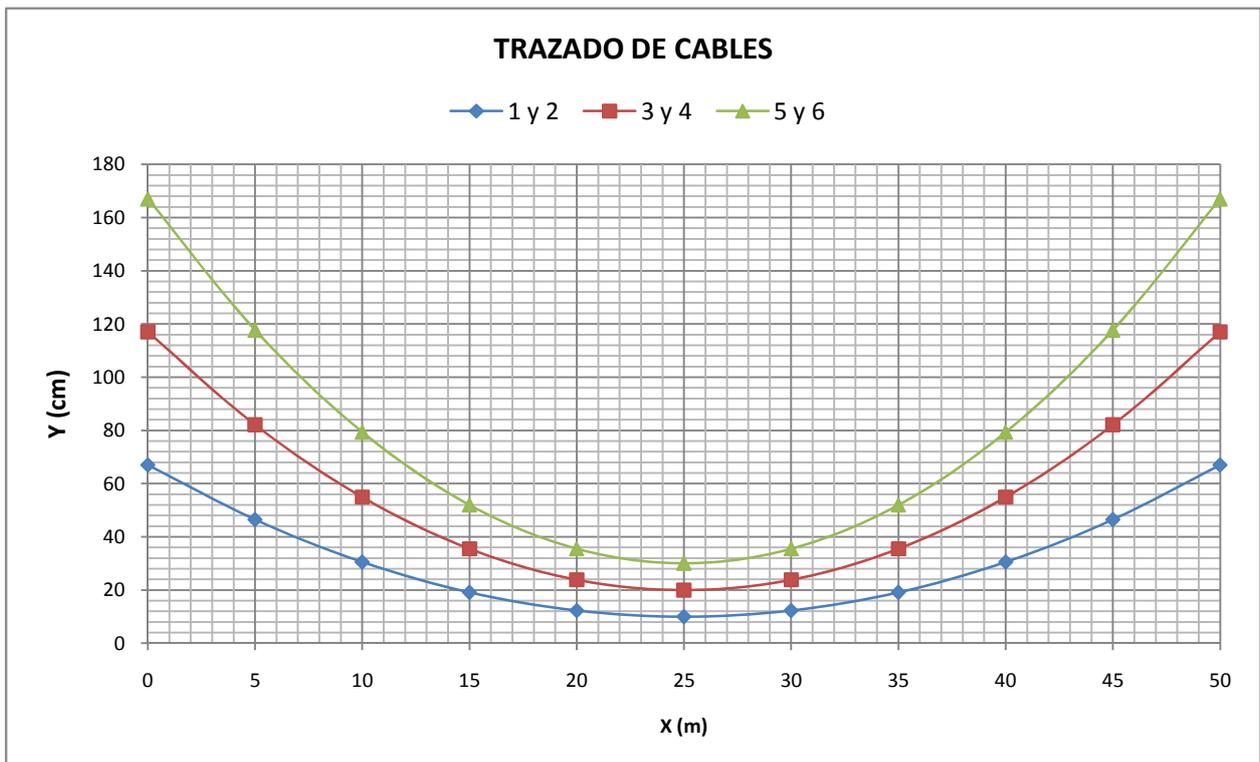
X = Abscisa desde el extremo izquierdo

Y = Ordenada desde la fibra inferior

$Y = y_b + 4 (eb-ec)(L/2-x)^2/L^2 + ec$

α = Pendiente del cable en los extremos

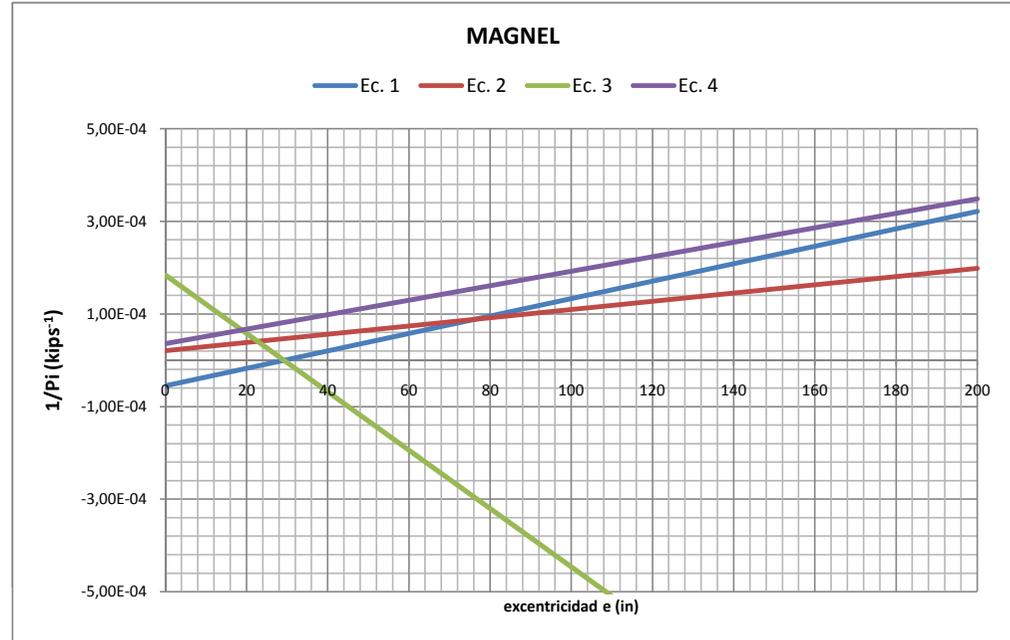
$\alpha = \text{ATAN}(4*(eb-ec)/L)$



ANEXO B3.1.- DISEÑO VIGA CAJÓN ($\theta=40^\circ$)

Propiedades			
$A =$	10764.77 in ³	$f_{pu} =$	270.00 ksi
$r^2 =$	1142.68 in	$f_{pi} =$	189.00 ksi
$Y_t =$	-39.11 in	$f_{pe} =$	151.2 ksi
$Y_b =$	49.47 in	$A_\phi =$	0.153 in ²
$I =$	12300645 in ⁴	$n =$	0.80
$k_b =$	29.22 in	$M_g =$	466121.10 kips-in
$k_t =$	-23.10 in	$M_{SDL} =$	79125.51 kips-in
$S_b =$	248648.57 in ³	$M_{(L+I)} =$	82648.98 kips-in
$S_t =$	-314514.06 in ³	$M_{TOT} =$	627895.59 kips-in

Presfuerzo			
$1/P_i =$	1.01E-04 kips ⁻¹	$F_{TORON} =$	28.92 kips/torón
$P_i =$	9863.45 kips	$N_{TORONES} =$	341.10
$P_e =$	7890.76 kips		
$N_{TORONES} =$	340.00	$C_i =$	-9831.78 kips
$P_i =$	9831.78 kips	$C_e =$	-7865.42 kips
$P_e =$	7865.42 kips	$e =$	41.83 in



Revisión de esfuerzos			
1.- $P_i + q_{pp}$ (Transferencia)			
$f_{ti} =$	-1.09 ksi	\leq	$f_{tri} =$ 0.21 ksi
$f_{bi} =$	-0.69 ksi	\geq	$f_{ci} =$ -2.64 ksi
2.- $P_e + q_{SDL} + q_{(LL+I)}$ (Servicio)			
$f_{ts} =$	-1.68 ksi	\geq	$f_{cs} =$ -2.40 ksi
$f_{bs} =$	0.47 ksi	\approx	$f_{trs} =$ 0.46 ksi

e	1/Pi			
	Ec. 1	Ec. 2	Ec. 3	Ec. 4
0	-5.50E-05	2.06E-05	1.84E-04	3.61E-05
200	3.21E-04	1.99E-04	-1.08E-03	3.48E-04
41.83	2.37E-05	5.78E-05	-7.95E-05	1.01E-04

ANEXO B3.2.- TRAZADO DE CABLES ($\theta=40^\circ$)

CABLES : COORDENADAS			
No.	1 y 2	3 y 4	5 y 6
Ye (cm)	65.44	115.44	165.44
Yc (cm)	10.00	20.00	30.00
L (m)	50.00	50.00	50.00
eb (cm)	58.18	8.18	-41.82
ec (cm)	113.62	103.62	93.62
y _b (cm)	123.62	123.62	123.62
α (grados)	2.54	4.37	6.18
X (m)	Y (cm)	Y (cm)	Y (cm)
0	65.44	115.44	165.44
5	45.48	81.08	116.68
10	29.96	54.36	78.76
15	18.87	35.27	51.67
20	12.22	23.82	35.42
25	10.00	20.00	30.00
30	12.22	23.82	35.42
35	18.87	35.27	51.67
40	29.96	54.36	78.76
45	45.48	81.08	116.68
50	65.44	115.44	165.44

Ye = Ordenada del cable en el extremo.

Yc = Ordenada del cable en el centro.

eb = Excentricidad del cable en el extremo de la viga.

ec = Excentricidad del cable en el centro de la viga.

Excentr. (+) del baricentro a zona en compresión

Excentr. (-) del baricentro a zona en tracción

L = Longitud de la viga

y_b = Dist. del baric. a la fibra inferior

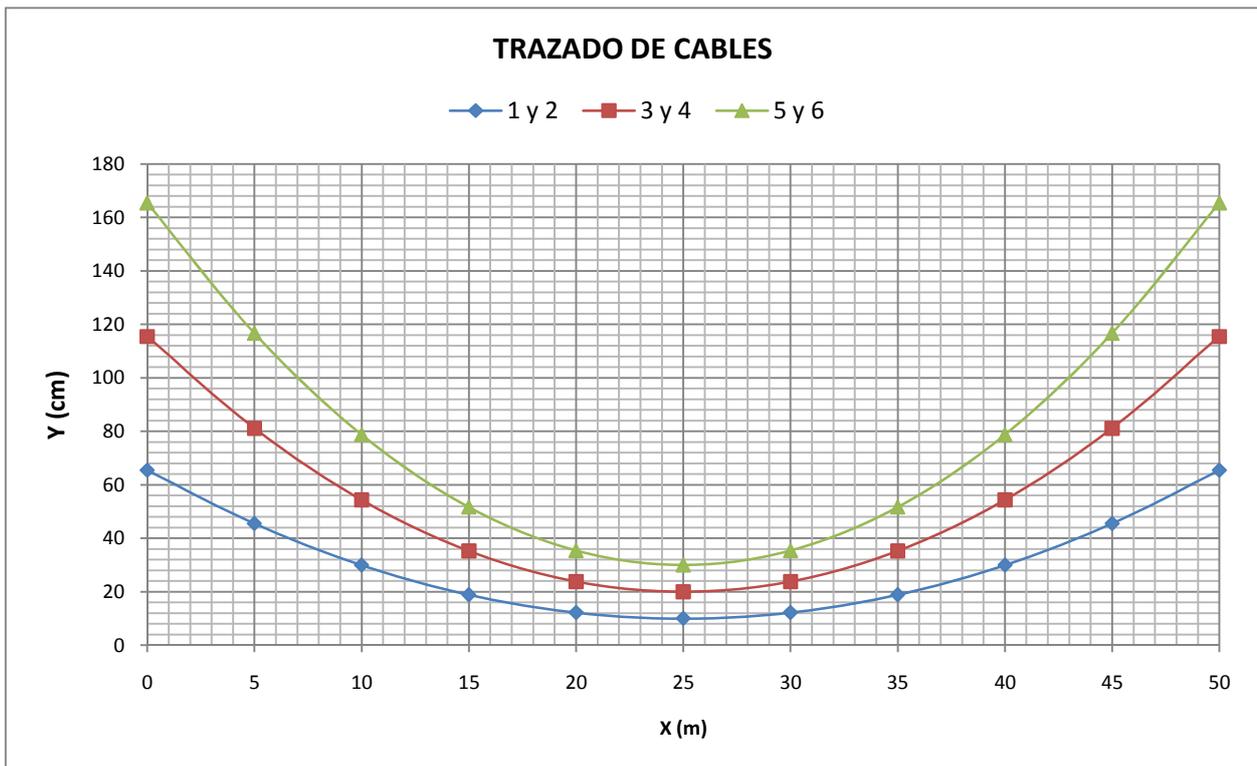
X = Abscisa desde el extremo izquierdo

Y = Ordenada desde la fibra inferior

$Y = y_b + 4 (eb-ec)(L/2-x)^2/L^2 + ec$

α = Pendiente del cable en los extremos

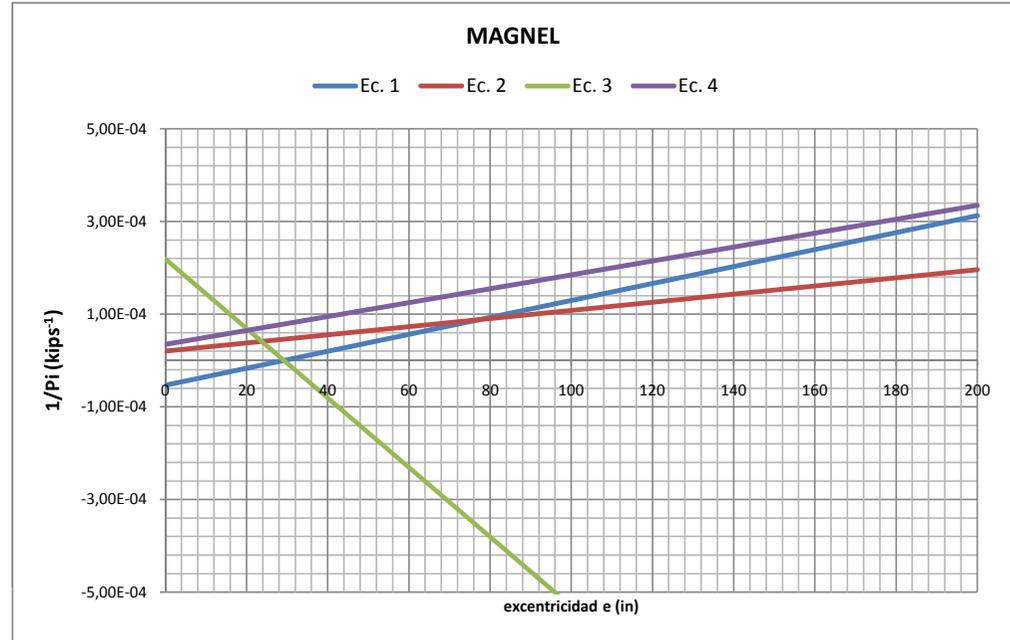
$\alpha = \text{ATAN}(4*(eb-ec)/L)$



ANEXO B4.1.- DISEÑO VIGA CAJÓN ($\theta=50^\circ$)

Propiedades			
$A =$	10764.77 in ³	$f_{pu} =$	270.00 ksi
$r^2 =$	1142.68 in	$f_{pi} =$	189.00 ksi
$Y_t =$	-39.11 in	$f_{pe} =$	151.2 ksi
$Y_b =$	49.47 in	$A_\phi =$	0.153 in ²
$I =$	12300645 in ⁴	$n =$	0.80
$k_b =$	29.22 in	$M_g =$	481219.69 kips-in
$k_t =$	-23.10 in	$M_{SDL} =$	81697.95 kips-in
$S_b =$	248648.57 in ³	$M_{(L+I)} =$	85217.09 kips-in
$S_t =$	-314514.06 in ³	$M_{TOT} =$	648134.72 kips-in

Presfuerzo			
$1/P_i =$	9.72E-05 kips ⁻¹	$F_{TORON} =$	28.92 kips/torón
$P_i =$	10289.54 kips	$N_{TORONES} =$	355.83
$P_e =$	8231.63 kips		
$N_{TORONES} =$	360.00	$C_i =$	-10410.12 kips
$P_i =$	10410.12 kips	$C_e =$	-8328.10 kips
$P_e =$	8328.10 kips	$e =$	41.60 in



e	1/Pi			
	Ec. 1	Ec. 2	Ec. 3	Ec. 4
0	-5.35E-05	2.03E-05	2.19E-04	3.47E-05
200	3.12E-04	1.96E-04	-1.28E-03	3.35E-04
41.6	2.27E-05	5.69E-05	-9.28E-05	9.72E-05

Revisión de esfuerzos			
1.- $P_i + q_{pp}$ (Transferencia)			
$f_{ti} =$	-1.12 ksi	\leq	$f_{tri} =$ 0.21 ksi
$f_{bi} =$	-0.77 ksi	\geq	$f_{ci} =$ -2.64 ksi
2.- $P_e + q_{SDL} + q_{(LL+I)}$ (Servicio)			
$f_{ts} =$	-1.73 ksi	\geq	$f_{cs} =$ -2.40 ksi
$f_{bs} =$	0.44 ksi	\approx	$f_{trs} =$ 0.46 ksi

ANEXO B4.2.- TRAZADO DE CABLES ($\theta=50^\circ$)

CABLES : COORDENADAS			
No.	1 y 2	3 y 4	5 y 6
Ye (cm)	62.50	112.50	162.50
Yc (cm)	10.00	20.00	30.00
L (m)	50.00	50.00	50.00
eb (cm)	61.12	11.12	-38.88
ec (cm)	113.62	103.62	93.62
y _b (cm)	123.62	123.62	123.62
α (grados)	2.41	4.23	6.05
X (m)	Y (cm)	Y (cm)	Y (cm)
0	62.50	112.50	162.50
5	43.60	79.20	114.80
10	28.90	53.30	77.70
15	18.40	34.80	51.20
20	12.10	23.70	35.30
25	10.00	20.00	30.00
30	12.10	23.70	35.30
35	18.40	34.80	51.20
40	28.90	53.30	77.70
45	43.60	79.20	114.80
50	62.50	112.50	162.50

Ye = Ordenada del cable en el extremo.

Yc = Ordenada del cable en el centro.

eb = Excentricidad del cable en el extremo de la viga.

ec = Excentricidad del cable en el centro de la viga.

Excentr. (+) del baricentro a zona en compresión

Excentr. (-) del baricentro a zona en tracción

L = Longitud de la viga

y_b = Dist. del baric.a la fibra inferior

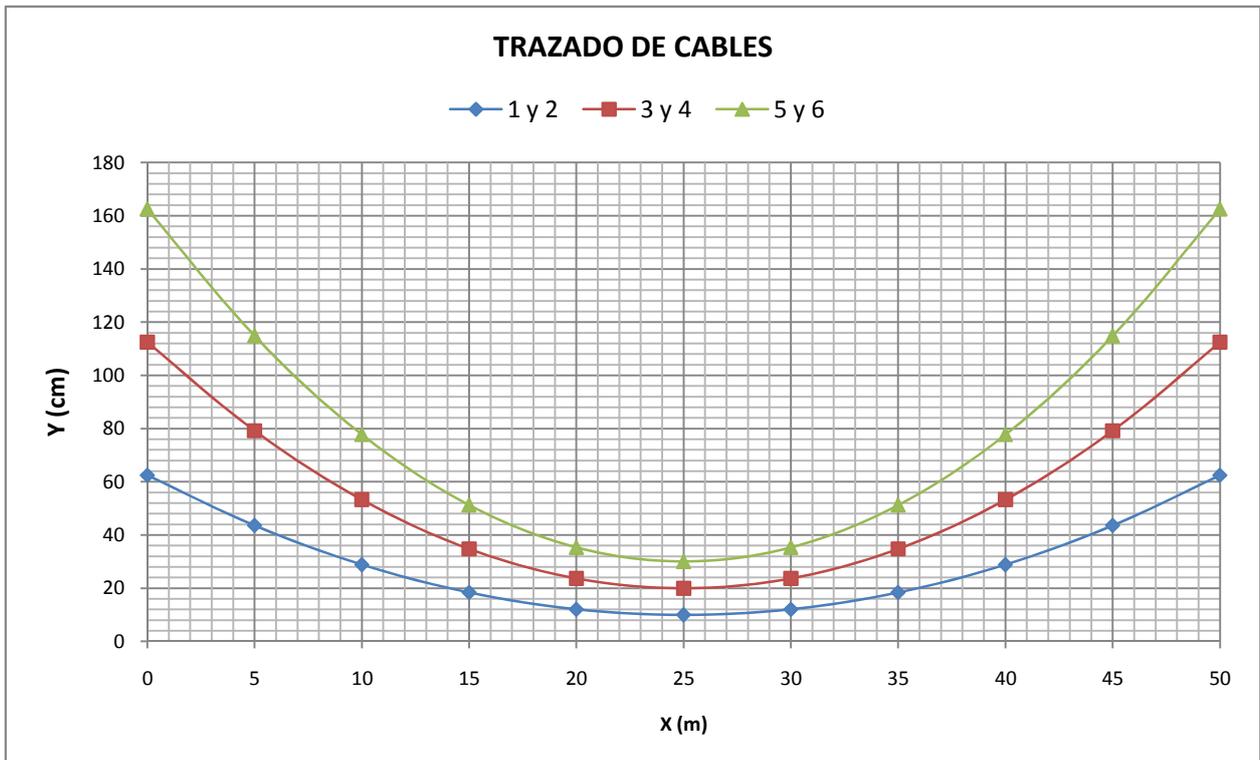
X = Abscisa desde el extremo izquierdo

Y = Ordenada desde la fibra inferior

$Y = y_b + 4(eb-ec)(L/2-x)^2/L^2 + ec$

α = Pendiente del cable en los extremos

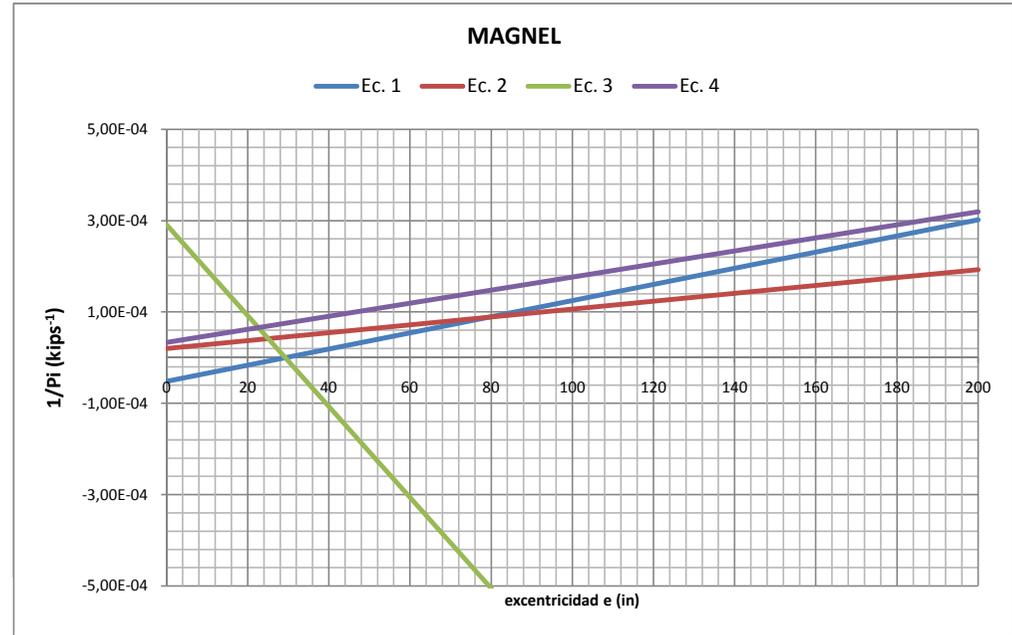
$\alpha = \text{ATAN}(4*(eb-ec)/L)$



ANEXO B5.1.- DISEÑO VIGA CAJÓN ($\theta=60^\circ$)

Propiedades			
$A =$	10764.77 in ³	$f_{pu} =$	270.00 ksi
$r^2 =$	1142.68 in	$f_{pi} =$	189.00 ksi
$Y_t =$	-39.11 in	$f_{pe} =$	151.2 ksi
$Y_b =$	49.47 in	$A_\phi =$	0.153 in ²
$I =$	12300645 in ⁴	$n =$	0.80
$k_b =$	29.22 in	$M_g =$	500870.71 kips-in
$k_t =$	-23.10 in	$M_{SDL} =$	85047.32 kips-in
$S_b =$	248648.57 in ³	$M_{(L+I)} =$	88519.69 kips-in
$S_t =$	-314514.06 in ³	$M_{TOT} =$	674437.72 kips-in

Presfuerzo			
$1/P_i =$	9.29E-05 kips ⁻¹	$F_{TORON} =$	28.92 kips/torón
$P_i =$	10764.45 kips	$N_{TORONES} =$	372.25
$P_e =$	8611.56 kips		
$N_{TORONES} =$	380.00	$C_i =$	-10988.46 kips
$P_i =$	10988.46 kips	$C_e =$	-8790.77 kips
$P_e =$	8790.77 kips	$e =$	41.80 in



Revisión de esfuerzos			
1.- $P_i + q_{pp}$ (Transferencia)			
$f_{ti} =$	-1.15 ksi	\leq	$f_{tri} =$ 0.21 ksi
$f_{bi} =$	-0.85 ksi	\geq	$f_{ci} =$ -2.64 ksi
2.- $P_e + q_{SDL} + q_{(LL+I)}$ (Servicio)			
$f_{ts} =$	-1.79 ksi	\geq	$f_{cs} =$ -2.40 ksi
$f_{bs} =$	0.42 ksi	\approx	$f_{trs} =$ 0.46 ksi

e	1/Pi			
	Ec. 1	Ec. 2	Ec. 3	Ec. 4
0	-5.16E-05	2.00E-05	2.91E-04	3.31E-05
200	3.02E-04	1.93E-04	-1.70E-03	3.19E-04
41.8	2.22E-05	5.61E-05	-1.25E-04	9.29E-05

ANEXO B5.2.- TRAZADO DE CABLES ($\theta=60^\circ$)

CABLES : COORDENADAS				
No.	1 y 2	3 y 4	5 y 6	7
Ye (cm)	57.24	107.24	157.24	207.24
Yc (cm)	10.00	20.00	30.00	40.00
L (m)	50.00	50.00	50.00	50.00
eb (cm)	66.38	16.38	-33.62	-83.62
ec (cm)	113.62	103.62	93.62	83.62
yb (cm)	123.62	123.62	123.62	123.62
α (grados)	2.16	3.99	5.81	7.62
X (m)	Y (cm)	Y (cm)	Y (cm)	Y (cm)
0	57.24	107.24	157.24	207.24
5	40.23	75.83	111.43	147.03
10	27.01	51.41	75.81	100.21
15	17.56	33.96	50.36	66.76
20	11.89	23.49	35.09	46.69
25	10.00	20.00	30.00	40.00
30	11.89	23.49	35.09	46.69
35	17.56	33.96	50.36	66.76
40	27.01	51.41	75.81	100.21
45	40.23	75.83	111.43	147.03
50	57.24	107.24	157.24	207.24

Ye = Ordenada del cable en el extremo.

Yc = Ordenada del cable en el centro.

eb = Excentricidad del cable en el extremo de la viga.

ec = Excentricidad del cable en el centro de la viga.

Excentr. (+) del baricentro a zona en compresión

Excentr. (-) del baricentro a zona en tracción

L = Longitud de la viga

yb = Dist. del baric. a la fibra inferior

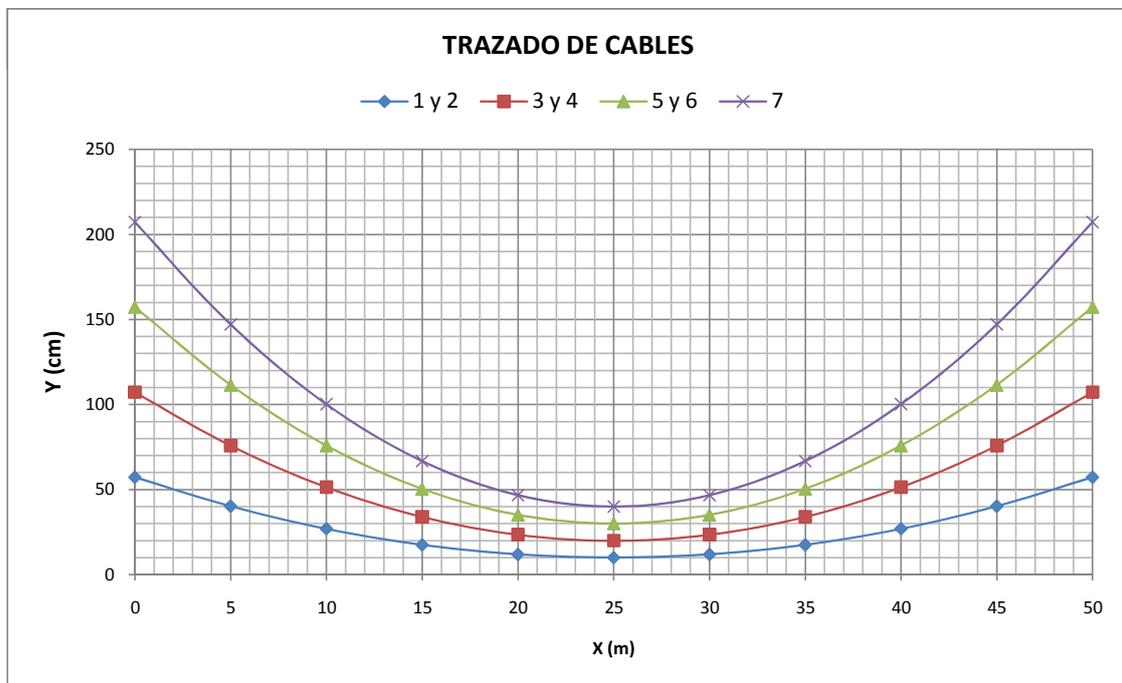
X = Abscisa desde el extremo izquierdo

Y = Ordenada desde la fibra inferior

$Y = yb + 4(eb-ec)(L/2-x)^2/L^2 + ec$

α = Pendiente del cable en los extremos

$\alpha = ATAN(4*(eb-ec)/L)$



ANEXO C

DISEÑO DE CORTANTE Y TORSIÓN

ANEXO C1.- DISEÑO CORTANTE Y TORSIÓN VIGA CAJÓN ($\theta=0^\circ$)

MOMENTOS		
M_{DL} =	3244.55	Kips-ft
M_{SDL} =	548.75	Kips-ft
M_{LL+I} =	573.95	Kips-ft
M_{TOT} =	4367.25	Kips-ft

CORTANTE		
V_{DL} =	917.88	Kips
V_{SDL} =	151.30	Kips
V_{LL+I} =	176.31	Kips
V_u =	1772.70	Kips

TORSION		
T_{DL} =	0.00	Kips-ft
T_{SDL} =	0.00	Kips-ft
T_{LL+I} =	735.08	Kips-ft
T_u =	1595.86	Kips-ft

PROPIEDADES SECCIÓN		
A =	10764.77	in ²
y_b =	49.47	in
S_b =	248648.57	in ³
$V_{Ch/2}$ =	41.04	in
$e_{h/2}$ =	8.43	in
r^2 =	1142.68	in ²
B =	405.51	in
h =	88.58	in
b =	59.06	in
d =	70.86	in
t =	29.53	in

PROPIEDADES DE PRESFUERZO		
C_e =	-7402.75	Kips
P_e =	7402.75	Kips
f_{pc} =	727.89	psi

PROPIEDADES DE DISEÑO		
f'_c =	6000	psi
f_y =	60000	psi
rec =	1.18	in
ϕ =	0.75	

CORTANTE					
1.- M_{cr}		2.- V_{ci}		3.- V_{cw}	
V_i =	579.46 Kips	V_{ci} =	8752.65 Kips	V_{cw} =	2048.57 Kips
M_{MAX} =	1959.42 Kips-ft	$V_{ci} \geq$	551.12 Kips		
M_{cr} =	25835.27 Kips-ft	V_{ci} =	8752.65 Kips		
4.- V_c		5.- V_s			
V_c =	2048.57 Kips	V_s =	315.03 Kips	$S_{max} = 0.75h$ ó 24 in	
		$V_s \leq$	2593.49 Kips		
		$V_s >$	1296.75 Kips		
		S_{max} =	24 in	S_{max} =	60 cm
6.- A_v/s y $A_{v_{min}}/s$			7.- Diseño		
A_v/s =	0.074 in ² /in	A_v/s =	0.074 in ² /in	A_v/s =	0.015 in ² /in _{nerbio}
$A_{v_{min}}/s$ =	0.049 in ² /in	#NERVIOS =	5	A_v/s =	0.038 cm ² /cm _{nerbio}
$A_{v_{min}}/s$ =	0.025 cm ² /cm _{nerbio}	#RAMAS =	2	s =	30 cm
s =	60 cm	A_ϕ =	0.56 cm ²	ϕ =	10 mm
ϕ =	10 mm				OK

TORSION		
1.- Umbral de Torsión		
A_{cp} =	35920.08	in ²
p_{cp} =	988.18	in
$T_u <$	11568.28	Kips-ft
No considerar en el diseño		

ANEXO C2.- DISEÑO CORTANTE Y TORSIÓN VIGA CAJÓN ($\theta=5^\circ$)

MOMENTOS		
M_{DL} =	3283.53	Kips-ft
M_{SDL} =	554.96	Kips-ft
M_{LL+I} =	581.53	Kips-ft
M_{TOT} =	4420.02	Kips-ft

CORTANTE		
V_{DL} =	915.00	Kíps
V_{SDL} =	151.31	Kíps
V_{LL+I} =	176.77	Kíps
V_u =	1769.97	Kíps

TORSION		
T_{DL} =	1146.61	Kíps-ft
T_{SDL} =	195.52	Kíps-ft
T_{LL+I} =	816.39	Kíps-ft
T_u =	3517.15	Kíps-ft

PROPIEDADES SECCIÓN		
A =	10764.77	in ²
Y_b =	49.47	in
S_b =	248648.57	in ³
$Y_{Ch/2}$ =	41.04	in
$e_{h/2}$ =	8.43	in
r^2 =	1142.68	in ²
B =	405.51	in
h =	88.58	in
b =	59.06	in
d =	70.86	in
t =	29.53	in

PROPIEDADES DE PRESFUERZO		
C_e =	-7402.75	Kíps
P_e =	7402.75	Kíps
f_{pc} =	725.35	psi

PROPIEDADES DE DISEÑO		
f'_c =	6000	psi
f_y =	60000	psi
rec =	1.18	in
ϕ =	0.75	

CORTANTE					
1.- M_{cr}		2.- V_{ci}		3.- V_{cw}	
V_i =	580.47 Kíps	V_{ci} =	8657.08 Kíps	V_{cw} =	2045.37 Kíps
M_{MAX} =	1983.95 Kíps-ft	$V_{ci} \geq$	551.12 Kíps		
M_{cr} =	25796.29 Kíps-ft	V_{ci} =	8657.08 Kíps		
4.- V_c		5.- V_s			
V_c =	2045.37 Kíps	V_s =	314.59 Kíps	$S_{max} = 0.75h$ ó 24 in	
		$V_s \leq$	2593.49 Kíps		
		$V_s >$	1296.75 Kíps		
		S_{max} =	24 in	S_{max} =	60 cm
6.- A_v/s y $A_{v_{min}}/s$		7.- Diseño			
A_v/s =	0.074 in ² /in	A_v/s =	0.074 in ² /in	A_v/s =	0.015 in ² /in _{nerbio}
$A_{v_{min}}/s$ =	0.049 in ² /in	#NERVIOS =	5	A_v/s =	0.038 cm ² /cm _{nerbio}
$A_{v_{min}}/s$ =	0.025 cm ² /cm _{nerbio}	#RAMAS =	2	s =	30 cm
s =	60 cm	A_ϕ =	0.56 cm ²	ϕ =	10 mm
ϕ =	10 mm				OK

TORSION		
1.- Umbral de Torsión		
A_{cp} =	35920.08	in ²
p_{cp} =	988.18	in
$T_u <$	11554.08	Kíps-ft
No considerar en el diseño		

ANEXO C3.- DISEÑO CORTANTE Y TORSIÓN VIGA CAJÓN ($\theta=15^\circ$)

MOMENTOS		
M_{DL} =	3381.55	Kips-ft
M_{SDL} =	570.22	Kips-ft
M_{LL+I} =	596.71	Kips-ft
M_{TOT} =	4548.48	Kips-ft

CORTANTE		
V_{DL} =	905.50	Kíps
V_{SDL} =	151.31	Kíps
V_{LL+I} =	177.99	Kíps
V_u =	1760.27	Kíps

TORSION		
T_{DL} =	3538.50	Kíps-ft
T_{SDL} =	603.33	Kíps-ft
T_{LL+I} =	1028.54	Kíps-ft
T_u =	7617.34	Kíps-ft

PROPIEDADES SECCIÓN		
A =	10764.77	in ²
Y_b =	49.47	in
S_b =	248648.57	in ³
$Y_{Ch/2}$ =	41.04	in
$e_{h/2}$ =	8.43	in
r^2 =	1142.68	in ²
B =	405.51	in
h =	88.58	in
b =	59.06	in
d =	70.86	in
t =	29.53	in

PROPIEDADES DE PRESFUERZO		
C_e =	-7402.75	Kíps
P_e =	7402.75	Kíps
f_{pc} =	719.15	psi

PROPIEDADES DE DISEÑO		
f'_c =	6000	psi
f_y =	60000	psi
rec =	1.18	in
ϕ =	0.75	

CORTANTE					
1.- M_{cr}		2.- V_{ci}		3.- V_{cw}	
V_i =	583.12 Kíps	V_{ci} =	8457.42 Kíps	V_{cw} =	2037.59 Kíps
M_{MAX} =	2036.74 Kíps-ft	$V_{ci} \geq$	551.12 Kíps		
M_{cr} =	25698.27 Kíps-ft	V_{ci} =	8457.42 Kíps		
4.- V_c		5.- V_s			
V_c =	2037.59 Kíps	V_s =	309.44 Kíps	$S_{max} = 0.75h$ ó 24 in	
		$V_s \leq$	2593.49 Kíps		
		$V_s >$	1296.75 Kíps		
		S_{max} =	24 in	S_{max} =	60 cm
6.- A_v/s y Av_{min}/s			7.- Diseño		
A_v/s =	0.073 in ² /in	A_v/s =	0.073 in ² /in	A_v/s =	0.015 in ² /in _{nerbio}
Av_{min}/s =	0.049 in ² /in	#NERVIOS =	5	A_v/s =	0.037 cm ² /cm _{nerbio}
Av_{min}/s =	0.025 cm ² /cm _{nerbio}	#RAMAS =	2	s =	30 cm
s =	60 cm	A_ϕ =	0.55 cm ²	ϕ =	10 mm
ϕ =	10 mm				OK

TORSION		
1.- Umbral de Torsión		
A_{cp} =	35920.08	in ²
p_{cp} =	988.18	in
$T_u <$	11519.43	Kíps-ft
No considerar en el diseño		

ANEXO C4.- DISEÑO CORTANTE Y TORSIÓN VIGA CAJÓN ($\theta=30^\circ$)

MOMENTOS		
$M_{DL} =$	3477.06	Kips-ft
$M_{SDL} =$	570.22	Kips-ft
$M_{LL+I} =$	596.71	Kips-ft
$M_{TOT} =$	4643.99	Kips-ft

CORTANTE		
$V_{DL} =$	905.50	Kips
$V_{SDL} =$	151.37	Kips
$V_{LL+I} =$	177.88	Kips
$V_u =$	1760.11	Kips

TORSION		
$T_{DL} =$	7218.70	Kips-ft
$T_{SDL} =$	1230.81	Kips-ft
$T_{LL+I} =$	1537.92	Kips-ft
$T_u =$	14323.19	Kips-ft

PROPIEDADES SECCIÓN		
$A =$	10764.77	in ²
$y_b =$	49.47	in
$S_b =$	248648.57	in ³
$y_{c_{h/2}} =$	41.06	in
$e_{h/2} =$	8.41	in
$r^2 =$	1142.68	in ²
$B =$	405.51	in
$h =$	88.58	in
$b =$	59.06	in
$d =$	70.86	in
$t =$	29.53	in

PROPIEDADES DE PRESFUERZO		
$C_c =$	-7634.09	Kips
$P_e =$	7634.09	Kips
$f_{pc} =$	743.26	psi

PROPIEDADES DE DISEÑO		
$f'_c =$	6000	psi
$f_y =$	60000	psi
$rec =$	1.18	in
$\phi =$	0.75	

CORTANTE					
1.- M_{cr}		2.- V_{ci}		3.- V_{cw}	
$V_i =$	582.96 Kips	$V_{ci} =$	8598.38 Kips	$V_{cw} =$	2067.86 Kips
$M_{MAX} =$	2036.74 Kips-ft	$V_{ci} \geq$	551.12 Kips		
$M_{cr} =$	26197.85 Kips-ft	$V_{ci} =$	8598.38 Kips		
4.- V_c		5.- V_s			
$V_c =$	2067.86 Kips	$V_s =$	278.95 Kips	$S_{max} = 0.75h$ ó 24 in	
		$V_s \leq$	2593.49 Kips		
		$V_s >$	1296.75 Kips		
		$S_{max} =$	24 in	$S_{max} =$	60 cm
6.- Av/s y Av_{min}/s			7.- Diseño		
$Av/s =$	0.066 in ² /in	$Av/s =$	0.066 in ² /in	$Av/s =$	0.013 in ² /in _{nerbio}
$Av_{min}/s =$	0.049 in ² /in	$\#_{NERVIOS} =$	5	$Av/s =$	0.033 cm ² /cm _{nerbio}
$Av_{min}/s =$	0.025 cm ² /cm _{nerbio}	$\#_{RAMAS} =$	2	$s =$	30 cm
$s =$	60 cm	$A_\phi =$	0.50 cm ²	$\phi =$	10 mm
$\phi =$	10 mm				OK

TORSION					
1.- Umbral de Torsión		2.- Resistencia al Momento Torsor		3.- T_n y At/s	
$A_{cp} =$	35920.08 in ²	$A_{oh} =$	34759.59 in ²	$T_n =$	19097.58 Kips-ft
$p_{cp} =$	988.18 in	$p_h =$	978.74 in	$A_o =$	29545.65 in ²
$T_u <$	11653.60 Kips-ft	$A_{oh}/p_h =$	35.51 in	$At/s =$	0.042 in ² /in
Considerar en el diseño		$t <$	OK		
		519	\leq	835	
			OK		
4.- Area requerida total		5.- Refuerzo longitudinal por torsión		MIN	
$(Av+2At)/s =$	0.150 in ² /in	$A_t =$	70.32 in ²	$(Av+2At)/s =$	0.029 cm ² /cm _{nerbio}
$(Av+2At)/s \leq$	0.057 in ² /in	$At/s <$	0.025 in ²	$s =$	30 cm
$(Av+2At)/s \geq$	0.049 in ² /in		FALSO	$\phi =$	8 mm
		$A_{tmin} =$	190.46 in ²		
5.- Diseño de estribos					
$(Av+2At)/s =$	0.150 in ² /in	$\#_{NERVIOS} =$	5	$A_\phi =$	0.76 cm ²
$(Av+2At)/s =$	0.382 cm ² /cm	$A_{Tn}/s =$	0.076 cm ² /cm _{nerbio}	$s =$	20 cm
$S_{max} =$	12 in	$\#_{RAMAS} =$	2	$\phi =$	10 mm
$S_{max} =$	30 cm				OK
6.- Diseño refuerzo longitudinal					
$A_t =$	190.46 in ²	$S_{max} =$	30 cm	$A_\phi =$	6.16 cm ²
$A_t =$	1228.75 cm ²	$\#_{BARRAS} =$	19.96	$s =$	10 cm
$\#_{NERVIOS} =$	5	$\#_{BARRAS} =$	20.00	$\phi =$	28 mm
$A_{In} =$	245.75 cm ² _{nerbio}	$s =$	10.95 cm		OK

ANEXO C5.- DISEÑO CORTANTE Y TORSIÓN VIGA CAJÓN ($\theta=40^\circ$)

MOMENTOS		
$M_{DL} =$	3503.63	Kips-ft
$M_{SDL} =$	586.51	Kips-ft
$M_{LL+I} =$	611.04	Kips-ft
$M_{TOT} =$	4701.18	Kips-ft

CORTANTE		
$V_{DL} =$	892.49	Kips
$V_{SDL} =$	153.09	Kips
$V_{LL+I} =$	178.97	Kips
$V_u =$	1747.80	Kips

TORSION		
$T_{DL} =$	9894.97	Kips-ft
$T_{SDL} =$	1686.69	Kips-ft
$T_{LL+I} =$	1979.37	Kips-ft
$T_u =$	19353.37	Kips-ft

PROPIEDADES SECCIÓN		
$A =$	10764.77	in ²
$y_b =$	49.47	in
$S_b =$	248648.57	in ³
$y_{c_{h/2}} =$	41.07	in
$e_{h/2} =$	8.40	in
$r^2 =$	1142.68	in ²
$B =$	405.51	in
$h =$	88.58	in
$b =$	59.06	in
$d =$	70.86	in
$t =$	29.53	in

PROPIEDADES DE PRESFUERZO		
$C_c =$	-7865.42	Kips
$P_e =$	7865.42	Kips
$f_{pc} =$	769.49	psi

PROPIEDADES DE DISEÑO		
$f'_c =$	6000	psi
$f_y =$	60000	psi
$rec =$	1.18	in
$\phi =$	0.75	

CORTANTE					
1.- M_{cr}		2.- V_{ci}		3.- V_{cw}	
$V_i =$	587.56 Kips	$V_{ci} =$	8616.93 Kips	$V_{cw} =$	2100.81 Kips
$M_{MAX} =$	2089.03 Kips-ft	$V_{ci} \geq$	551.12 Kips		
$M_{cr} =$	26772.12 Kips-ft	$V_{ci} =$	8616.93 Kips		
4.- V_c			5.- V_s		
$V_c =$	2100.81 Kips	$V_s =$	229.59 Kips	$S_{max} = 0.75h$ ó 24 in	
		$V_s \leq$	2593.49 Kips		
		$V_s >$	1296.75 Kips		
		$S_{max} =$	24 in	$S_{max} =$	60 cm
6.- A_v/s y Av_{min}/s			7.- Diseño		
$A_v/s =$	0.054 in ² /in	$A_v/s =$	0.054 in ² /in	$A_v/s =$	0.011 in ² /in _{nerbio}
$Av_{min}/s =$	0.049 in ² /in	$\#_{NERVIOS} =$	5	$A_v/s =$	0.027 cm ² /cm _{nerbio}
$Av_{min}/s =$	0.025 cm ² /cm _{nerbio}	$\#_{RAMAS} =$	2	$s =$	30 cm
$s =$	60 cm	$A_\phi =$	0.41 cm ²	$\phi =$	10 mm
$\phi =$	10 mm				OK

TORSION					
1.- Umbral de Torsión		2.- Resistencia al Momento Torsor		3.- T_n y At/s	
$A_{cp} =$	35920.08 in ²	$A_{oh} =$	34759.59 in ²	$T_n =$	25804.49 Kips-ft
$p_{cp} =$	988.18 in	$p_h =$	978.74 in	$A_o =$	29545.65 in ²
$T_u <$	11797.88 Kips-ft	$A_{oh}/p_h =$	35.51 in	$At/s =$	0.057 in ² /in
Considerar en el diseño		$t <$	OK		
		551	\leq	841	
			OK		
4.- Area requerida total			5.- Refuerzo longitudinal por torsión		
$(Av+2At)/s =$	0.168 in ² /in	$A_t =$	95.02 in ²	MIN	
$(Av+2At)/s \leq$	0.057 in ² /in	$At/s <$	0.025 in ²	$(Av+2At)/s =$	0.029 cm ² /cm _{nerbio}
$(Av+2At)/s \geq$	0.049 in ² /in		FALSO	$s =$	30 cm
		$A_{tmin} =$	175.92 in ²	$\phi =$	8 mm
5.- Diseño de estribos					
$(Av+2At)/s =$	0.168 in ² /in	$\#_{NERVIOS} =$	5	$A_\phi =$	0.77 cm ²
$(Av+2At)/s =$	0.428 cm ² /cm	$A_{Tn}/s =$	0.086 cm ² /cm _{nerbio}	$s =$	18 cm
$S_{max} =$	12 in	$\#_{RAMAS} =$	2	$\phi =$	10 mm
$S_{max} =$	30 cm				OK
6.- Diseño refuerzo longitudinal					
$A_t =$	175.92 in ²	$S_{max} =$	30 cm	$A_\phi =$	6.16 cm ²
$A_t =$	1134.94 cm ²	$\#_{BARRAS} =$	18.43	$s =$	10 cm
$\#_{NERVIOS} =$	5	$\#_{BARRAS} =$	19.00	$\phi =$	28 mm
$A_{In} =$	226.99 cm ² _{nerbio}	$s =$	11.53 cm		OK

ANEXO C6.- DISEÑO CORTANTE Y TORSIÓN VIGA CAJÓN ($\theta=50^\circ$)

MOMENTOS	
$M_{DL} =$	3833.3 Kips-ft
$M_{SDL} =$	645.23 Kips-ft
$M_{LL+I} =$	659.94 Kips-ft
$M_{TOT} =$	5138.47 Kips-ft

CORTANTE	
$V_{DL} =$	890.42 Kips
$V_{SDL} =$	151.29 Kips
$V_{LL+I} =$	174.62 Kips
$V_u =$	1733.32 Kips

TORSION	
$T_{DL} =$	12633.44 Kips-ft
$T_{SDL} =$	2154.13 Kips-ft
$T_{LL+I} =$	2432.96 Kips-ft
$T_u =$	24505.80 Kips-ft

PROPIEDADES SECCIÓN	
$A =$	10764.77 in ²
$y_b =$	49.47 in
$S_b =$	248648.57 in ³
$yc_{h/2} =$	41.09 in
$e_{h/2} =$	8.38 in
$r^2 =$	1142.68 in ²
$B =$	405.51 in
$h =$	88.58 in
$b =$	59.06 in
$d =$	70.86 in
$t =$	29.53 in

PROPIEDADES DE PRESFUERZO	
$C_c =$	-8328.10 Kips
$P_e =$	8328.10 Kips
$f_{pc} =$	806.33 psi

PROPIEDADES DE DISEÑO	
$f'_c =$	6000 psi
$f_y =$	60000 psi
$rec =$	1.18 in
$\phi =$	0.75

CORTANTE					
1.- M_{cr}		2.- V_{ci}		3.- V_{cw}	
$V_i =$	575.78 Kips	$V_{ci} =$	8091.77 Kips	$V_{cw} =$	2147.06 Kips
$M_{MAX} =$	2271.53 Kips-ft	$V_{ci} \geq$	551.12 Kips		
$M_{cr} =$	27643.04 Kips-ft	$V_{ci} =$	8091.77 Kips		
4.- V_c		5.- V_s			
$V_c =$	2147.06 Kips	$V_s =$	164.04 Kips	$S_{max} = 0.75h$ ó 24 in	
		$V_s \leq$	2593.49 Kips		
		$V_s >$	1296.75 Kips		
		$S_{max} =$	24 in	$S_{max} =$	60 cm
6.- A_v/s y A_{vmin}/s			7.- Diseño		
$A_v/s =$	0.039 in ² /in	$A_v/s =$	0.049 in ² /in	$A_v/s =$	0.010 in ² /in _{nerbio}
$A_{vmin}/s =$	0.049 in ² /in	#NERVIOS =	5	$A_v/s =$	0.025 cm ² /cm _{nerbio}
$A_{vmin}/s =$	0.025 cm ² /cm _{nerbio}	#RAMAS =	2	$s =$	30 cm
$s =$	60 cm	$A_\phi =$	0.38 cm ²	$\phi =$	10 mm
$\phi =$	10 mm				OK

TORSION					
1.- Umbral de Torsión		2.- Resistencia al Momento Torsor		3.- T_n y At/s	
$A_{cp} =$	35920.08 in ²	$A_{oh} =$	34759.59 in ²	$T_n =$	32674.40 Kips-ft
$p_{cp} =$	988.18 in	$p_h =$	978.74 in	$A_o =$	29545.65 in ²
$T_u <$	11997.52 Kips-ft	$A_{oh}/p_h =$	35.51 in	$At/s =$	0.072 in ² /in
Considerar en el diseño		$t <$	OK		
		583	\leq	850	
			OK		
4.- Area requerida total		5.- Refuerzo longitudinal por torsión		MIN	
$(Av+2At)/s =$	0.194 in ² /in	$A_t =$	120.32 in ²	$(Av+2At)/s =$	0.029 cm ² /cm _{nerbio}
$(Av+2At)/s \leq$	0.057 in ² /in	$At/s <$	0.025 in ²	$s =$	30 cm
$(Av+2At)/s \geq$	0.049 in ² /in	$A_{tmin} =$	161.02 in ²	$\phi =$	8 mm
			FALSO		
5.- Diseño de estribos					
$(Av+2At)/s =$	0.194 in ² /in	#NERVIOS =	5	$A_\phi =$	0.74 cm ²
$(Av+2At)/s =$	0.493 cm ² /cm	$A_{Tn}/s =$	0.099 cm ² /cm _{nerbio}	$s =$	15 cm
$S_{max} =$	12 in	#RAMAS =	2	$\phi =$	10 mm
$S_{max} =$	30 cm				OK
6.- Diseño refuerzo longitudinal					
$A_t =$	161.02 in ²	$S_{max} =$	30 cm	$A_\phi =$	6.16 cm ²
$A_t =$	1038.84 cm ²	#BARRAS =	16.87	$s =$	12 cm
#NERVIOS =	5	#BARRAS =	17.00	$\phi =$	28 mm
$A_{In} =$	207.77 cm ² _{nerbio}	$s =$	12.88 cm		OK

ANEXO C7.- DISEÑO CORTANTE Y TORSIÓN VIGA CAJÓN ($\theta=60^\circ$)

MOMENTOS	
$M_{DL} =$	3940.45 Kips-ft
$M_{SDL} =$	663.49 Kips-ft
$M_{LL+I} =$	673.92 Kips-ft
$M_{TOT} =$	5277.86 Kips-ft

CORTANTE	
$V_{DL} =$	890.59 Kips
$V_{SDL} =$	151.30 Kips
$V_{LL+I} =$	176.21 Kips
$V_u =$	1737.01 Kips

TORSION	
$T_{DL} =$	15761.03 Kips-ft
$T_{SDL} =$	2687.29 Kips-ft
$T_{LL+I} =$	2977.90 Kips-ft
$T_u =$	30447.84 Kips-ft

PROPIEDADES SECCIÓN	
$A =$	10764.77 in ²
$y_b =$	49.47 in
$S_b =$	248648.57 in ³
$y_{c_{h/2}} =$	40.67 in
$e_{h/2} =$	8.80 in
$r^2 =$	1142.68 in ²
$B =$	405.51 in
$h =$	88.58 in
$b =$	59.06 in
$d =$	70.86 in
$t =$	29.53 in

PROPIEDADES DE PRESFUERZO	
$C_c =$	-8790.77 Kips
$P_e =$	8790.77 Kips
$f_{pc} =$	873.03 psi

PROPIEDADES DE DISEÑO	
$f'_c =$	6000 psi
$f_y =$	60000 psi
$rec =$	1.18 in
$\phi =$	0.75

CORTANTE					
1.- M_{cr}		2.- V_{ci}		3.- V_{cw}	
$V_i =$	579.24 Kips	$V_{ci} =$	8322.39 Kips	$V_{cw} =$	2230.80 Kips
$M_{MAX} =$	2325.62 Kips-ft	$V_{ci} \geq$	551.12 Kips		
$M_{cr} =$	29057.24 Kips-ft	$V_{ci} =$	8322.39 Kips		
4.- V_c		5.- V_s			
$V_c =$	2230.80 Kips	$V_s =$	85.21 Kips	$S_{max} = 0.75h$ ó 24 in	
		$V_s \leq$	2593.49 Kips		
		$V_s >$	1296.75 Kips		
		$S_{max} =$	24 in	$S_{max} =$	60 cm
6.- A_v/s y Av_{min}/s			7.- Diseño		
$A_v/s =$	0.020 in ² /in	$A_v/s =$	0.049 in ² /in	$A_v/s =$	0.010 in ² /in _{nerbio}
$Av_{min}/s =$	0.049 in ² /in	$\#_{NERVIOS} =$	5	$A_v/s =$	0.025 cm ² /cm _{nerbio}
$Av_{min}/s =$	0.025 cm ² /cm _{nerbio}	$\#_{RAMAS} =$	2	$s =$	30 cm
$s =$	60 cm	$A_\phi =$	0.38 cm ²	$\phi =$	10 mm
$\phi =$	10 mm				OK

TORSION					
1.- Umbral de Torsión		2.- Resistencia al Momento Torsor		3.- T_n y At/s	
$A_{cp} =$	35920.08 in ²	$A_{oh} =$	34759.59 in ²	$T_n =$	40597.12 Kips-ft
$p_{cp} =$	988.18 in	$p_h =$	978.74 in	$A_o =$	29545.65 in ²
$T_u <$	12350.77 Kips-ft	$A_{oh}/p_h =$	35.51 in	$At/s =$	0.090 in ² /in
Considerar en el diseño		$t <$	OK		
		624	\leq	865	
			OK		
4.-Area requerida total		5.-Refuerzo longitudinal por torsión		MIN	
$(Av+2At)/s =$	0.229 in ² /in	$A_t =$	149.49 in ²	$(Av+2At)/s =$	0.029 cm ² /cm _{nerbio}
$(Av+2At)/s \leq$	0.057 in ² /in	$At/s <$	0.025 in ²	$s =$	30 cm
$(Av+2At)/s \geq$	0.049 in ² /in		FALSO	$\phi =$	8 mm
		$A_{lmin} =$	143.84 in ²		
5.-Diseño de estribos					
$(Av+2At)/s =$	0.229 in ² /in	$\#_{NERVIOS} =$	5	$A_\phi =$	0.70 cm ²
$(Av+2At)/s =$	0.582 cm ² /cm	$A_{Tn}/s =$	0.116 cm ² /cm _{nerbio}	$s =$	12 cm
$S_{max} =$	12 in	$\#_{RAMAS} =$	2	$\phi =$	10 mm
$S_{max} =$	30 cm				OK
6.-Diseño refuerzo longitudinal					
$A_t =$	149.49 in ²	$S_{max} =$	30 cm	$A_\phi =$	6.16 cm ²
$A_t =$	964.46 cm ²	$\#_{BARRAS} =$	15.66	$s =$	12 cm
$\#_{NERVIOS} =$	5	$\#_{BARRAS} =$	16.00	$\phi =$	28 mm
$A_{In} =$	192.89 cm ² _{nerbio}	$s =$	13.69 cm		OK

ANEXO D

PRESUPUESTO SUPERESTRUCTURAS METÁLICAS

ANEXO D.- PRESUPUESTO SUPERESTRUCTURA METÁLICA

SUPERESTRUCTURA METÁLICA $\theta= 0^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Acero estructural	Kg	158,957.71	2.15	341,759.08
Hormigón premezclado $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$	m^3	125.00	192.63	24,078.75
Acero de refuerzo	Kg	18,804.79	1.42	26,702.80
				392,540.63

SUPERESTRUCTURA METÁLICA $\theta= 5^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Acero estructural	Kg	159,676.50	2.15	343,304.48
Hormigón premezclado $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$	m^3	125.00	192.63	24,078.75
Acero de refuerzo	Kg	18,804.79	1.42	26,702.80
				394,086.03

SUPERESTRUCTURA METÁLICA $\theta= 15^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Acero estructural	Kg	195,270.90	2.15	419,832.44
Hormigón premezclado $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$	m^3	125.00	192.63	24,078.75
Acero de refuerzo	Kg	18,804.79	1.42	26,702.80
				470,613.99

SUPERESTRUCTURA METÁLICA $\theta= 30^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Acero estructural	Kg	262,248.21	2.15	563,833.65
Hormigón premezclado $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$	m^3	125.00	192.63	24,078.75
Acero de refuerzo	Kg	18,804.79	1.42	26,702.80
				614,615.20

SUPERESTRUCTURA METÁLICA $\theta= 40^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Acero estructural	Kg	292,981.65	2.15	629,910.55
Hormigón premezclado $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$	m^3	125.00	192.63	24,078.75
Acero de refuerzo	Kg	18,804.79	1.42	26,702.80
				680,692.10

SUPERESTRUCTURA METÁLICA $\theta= 50^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Acero estructural	Kg	312,287.26	2.15	671,417.61
Hormigón premezclado $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$	m^3	125.00	192.63	24,078.75
Acero de refuerzo	Kg	18,804.79	1.42	26,702.80
				722,199.16

SUPERESTRUCTURA METÁLICA $\theta= 60^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Acero estructural	Kg	341,351.08	2.15	733,904.82
Hormigón premezclado $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$	m^3	125.00	192.63	24,078.75
Acero de refuerzo	Kg	18,804.79	1.42	26,702.80
				784,686.37

**Nota: El precio unitario incluye solamente costos totales directos.*

ANEXO E

PRESUPUESTO SUPERESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PRESFORZADO

ANEXO E.- PRESUPUESTO SUPERESTRUCTURA HORMIGÓN PRESFORZADO

SUPERESTRUCTURA HORMIGÓN PRESFORZADO $\theta= 0^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Hormigón premezclado $f'c= 420 \text{ kg/cm}^2$	m^3	347.25	277.06	96,209.09
Acero de refuerzo	Kg	31,980.58	1.42	45,412.42
Cables de presfuerzo	m	16,000.00	0.27	4,320.00
				145,941.51

SUPERESTRUCTURA HORMIGÓN PRESFORZADO $\theta= 5^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Hormigón premezclado $f'c= 420 \text{ kg/cm}^2$	m^3	347.25	277.06	96,209.09
Acero de refuerzo	Kg	31,980.58	1.42	45,412.42
Cables de presfuerzo	m	16,000.00	0.27	4,320.00
				145,941.51

SUPERESTRUCTURA HORMIGÓN PRESFORZADO $\theta= 15^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Hormigón premezclado $f'c= 420 \text{ kg/cm}^2$	m^3	347.25	277.06	96,209.09
Acero de refuerzo	Kg	31,980.58	1.42	45,412.42
Cables de presfuerzo	m	16,000.00	0.27	4,320.00
				145,941.51

SUPERESTRUCTURA HORMIGÓN PRESFORZADO $\theta= 30^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Hormigón premezclado $f'c= 420 \text{ kg/cm}^2$	m^3	347.25	277.06	96,209.09
Acero de refuerzo	Kg	75,739.18	1.42	107,549.64
Cables de presfuerzo	m	16,500.00	0.27	4,455.00
				208,213.72

SUPERESTRUCTURA HORMIGÓN PRESFORZADO $\theta= 40^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Hormigón premezclado $f'c= 420 \text{ kg/cm}^2$	m^3	347.25	277.06	96,209.09
Acero de refuerzo	Kg	75,800.84	1.42	107,637.19
Cables de presfuerzo	m	17,000.00	0.27	4,590.00
				208,436.27

SUPERESTRUCTURA HORMIGÓN PRESFORZADO $\theta= 50^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Hormigón premezclado $f'c= 420 \text{ kg/cm}^2$	m^3	347.25	277.06	96,209.09
Acero de refuerzo	Kg	76,386.55	1.42	108,468.90
Cables de presfuerzo	m	18,000.00	0.27	4,860.00
				209,537.98

SUPERESTRUCTURA HORMIGÓN PRESFORZADO $\theta= 60^\circ$

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	TOTAL
Hormigón premezclado $f'c= 420 \text{ kg/cm}^2$	m^3	347.25	277.06	96,209.09
Acero de refuerzo	Kg	77,494.47	1.42	110,042.14
Cables de presfuerzo	m	19,000.00	0.27	5,130.00
				211,381.23

**Nota: El precio unitario incluye solamente costos totales directos.*