



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
Programa de Especialización en Puentes

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DEL VIADUCTO DE ACCESO DEL P.I.V. IGNACIO ZARAGOZA
UBICADO EN EL ESTADO DE PUEBLA**

TESINA
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
ESPECIALISTA EN PUENTES

PRESENTA:
ING. ARTURO ROMERO GARRIDO

TUTOR:
ING. JOSÉ GERARDO TEODORO MEJIA MELENDEZ
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES DE ARAGON

NEZAHUALCÓYOTL, ESTADO DE MÉXICO A ENERO DE 2016



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

A mi esposa: Berenice Meneses por su amor y comprensión.

A mis padres: Arturo Romero y Martha Guadalupe Garrido fuente de apoyo constante e incondicional durante toda mi vida.

A mi hermano: Martín Romero por su amistad y compañía.

A toda mi familia: Abuelos, tíos, primos y cuñada.

A todos mis amigos: por su amistad incondicional.

A todos mis maestros.

Al Ing. Alfredo Morales y el Ing. Gerardo Mejía por su asesoría.

A mis compañeros de la especialización: Daniel, Omar, Juan Carlos e Isabel.

A la Universidad Nacional Autónoma de México

INDICE GENERAL

RESUMEN	5
CAPÍTULO.1 : CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES Y GEOMÉTRICAS DE LA ESTRUCTURA	
1.1 Descripción General del Proyecto	8
1.2 Planos del P.I.V. Ignacio Zaragoza	11
1.3 Tramo en Estudio	26
1.4 Propiedades Geométricas y Estructurales	26
1.5 Cargas y Acciones	32
1.5.1 Carga Muerta	32
1.5.2 Carga Viva	32
1.5.3 Acciones	32
1.6 Normas de Diseño	35
1.7 Diagrama de Flujo	41
CAPÍTULO 2 : REVISIÓN ESTRUCTURAL	
2.1 Metodología para la Revisión	43
2.2 Análisis Estructural	43
2.3 Revisión Trabe Intermedia	51
2.4 Diseño de Trabe Intermedia	53
2.5 Diseño por Tensión Diagonal	59
2.6 Revisión por Momento Último	61
2.7 Longitudes de Desadherencia	62
2.8 Ménsula Extrema	76

2.9 Losa en Voladizo	80
2.10 Revisión de Losa Intermedia	83
2.11 Análisis Estructural	85
2.12 Revisión Trabe Portante	112
2.13 Diseño de Trabe Portante	115
2.14 Diseño por Tensión Diagonal	122
2.15 Revisión por Momento Último	124
2.16 Longitudes de Desadherencia	125
2.17 Diseño de Ménsulas Extremas	131
LISTA DE SIMBOLOGÍA	139
REFERENCIA DE IMÁGENES	141
CONCLUSIONES	148
BIBLIOGRAFÍA	156

RESUMEN

RESUMEN.

En esta tesina se presenta la revisión estructural de la superestructura del distribuidor vial Ignacio Zaragoza, aplicando las normas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) con las que comúnmente se revisan y diseñan los puentes en México.

El distribuidor vial Ignacio Zaragoza se encuentra ubicado en el norte de la ciudad de Puebla, cruza la autopista México-Veracruz y da continuidad a la Calzada Ignacio Zaragoza-Alfredo Toxqui como acceso a la junta auxiliar de San Miguel Canoa.

Se trata de un viaducto que se conforma de un claro principal que es una estructura de acero y los claros secundarios o viaducto de acceso que lo constituyen un sistema de traveses tipo gerber formado a base de traveses presforzados en forma de cajón.

En este proyecto solo se desarrolla el análisis estructural y el diseño de las traveses tipo gerber, es decir, las traveses intermedias y portantes, tomando como punto de referencia los planos de la superestructura, donde se definen las características generales de las traveses como:

- Longitud total
- Ancho de calzada
- Número de carriles
- Ménsulas
- Parapetos
- Guarnición y banquetas
- Propiedades geométricas de la sección.

CAPITULO 1

**CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES Y
GEOMÉTRICAS DE LA ESTRUCTURA.**

1.1 Descripción General del Proyecto.

El P.I.V. Ignacio Zaragoza se encuentra ubicado en el norte de la ciudad de Puebla, pasa por encima de la autopista México-Veracruz y conecta la Calzada Ignacio Zaragoza con la avenida Alfredo Toxqui.

De acuerdo a la geometría y materiales de la superestructura del puente ésta se puede dividir en tres partes; el puente atirantado, las traveses de acceso al claro principal y las traveses en curva.

El puente atirantado salva el claro principal y consiste en una estructura metálica hueca central en forma cajón con aletas metálicas en los costados y tiene capacidad para albergar seis carriles de circulación. Esta sección del puente está situada por encima de la autopista México-Veracruz y tiene una longitud de 68.5m.



Fig.1.1 (Fotografía del puente atirantado con vista de norte a sur)

Las traveses de acceso al claro principal forman un sistema gerber formado de dos traveses de concreto en forma cajón con acero pretensado. La trabe que trabaja como simplemente apoyada se denomina trabe intermedia mientras que la trabe con los brazos voladizos en los extremos se le denomina trabe portante.

En la imagen siguiente se puede observar el uso de la trabe intermedia y portante como acceso hacia la sección del puente atirantado.



Fig.1.2 (Fotografía del puente atirantado con vista de sur a norte)

La trabe intermedia cuenta con las siguientes características:

- Longitud total de 34.59m
- Claro de 33.89m
- Ancho de calzada de 12.80m
- Tres carriles de circulación
- Peralte de la trabe 2.10m
- Dos parapetos y guarniciones
- Ménsulas en los extremos



Fig.1.3 (Fotografía de trabe intermedia)

La trabe portante tiene las siguientes características:

- Longitud total de 19.67m
- Soportada por dos columnas de 2m de diámetro cada una y con una separación de 4m entre ejes.
- Ancho de calzada de 12.80m
- Tres carriles de circulación
- Peralte de la trabe 2.40m
- Ménsulas en los extremos



Fig.1.4 (Fotografía de trabe portante)

Las traves en curva consisten en una superestructura a base de dos traves cajón pretensadas con aletas y trabajan como simplemente apoyadas. Tienen la capacidad para albergar dos carriles de circulación, cuentan con un ancho de calzada de 8.45m y tienen una longitud de 25m.

1.2 Planos del P.I.V. Ignacio Zaragoza.

La planta general del proyecto se observa en la siguiente imagen:

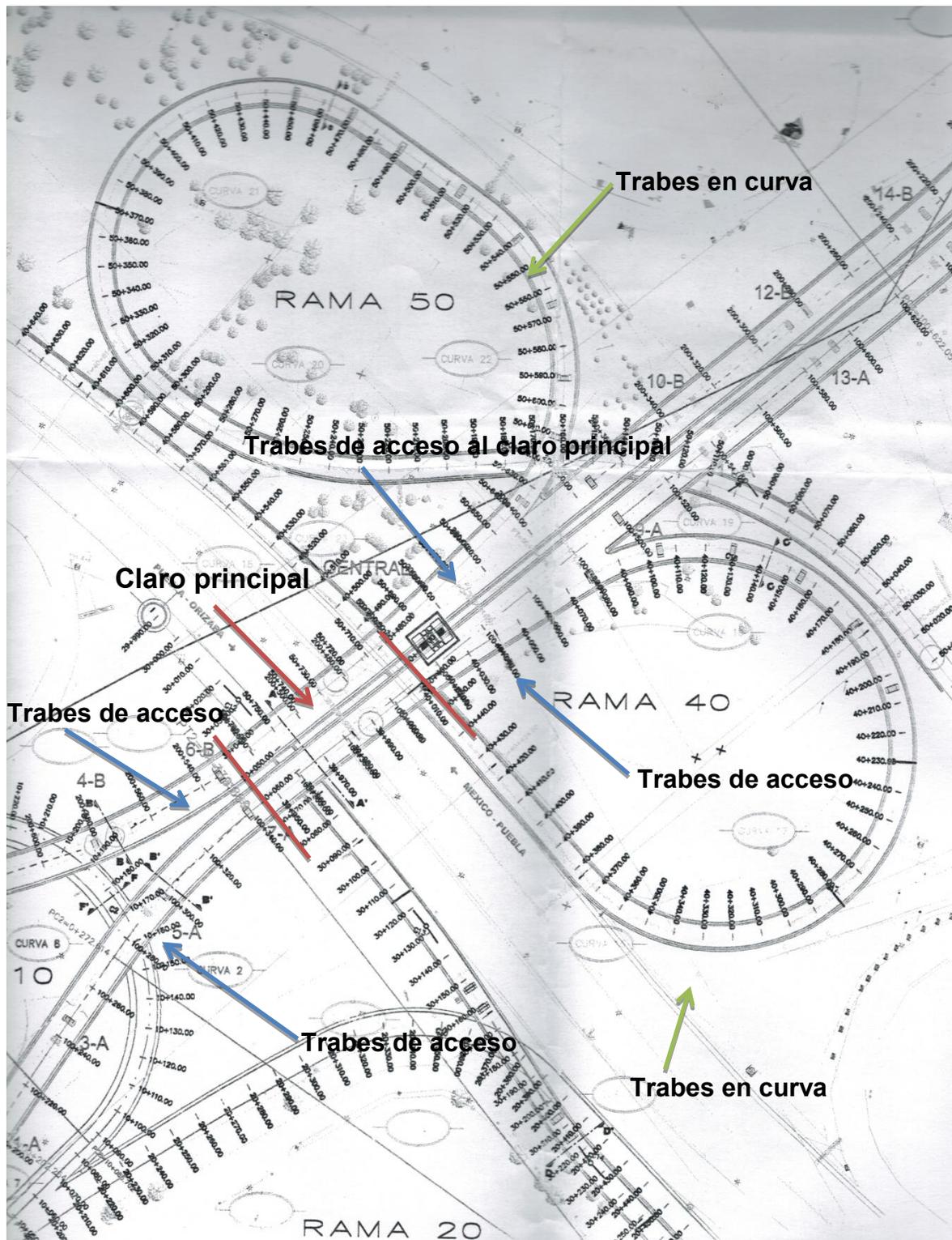


Fig.1.5 (Planta general)

En la figura siguiente se muestra la sección transversal del claro principal del puente. La superestructura tiene la capacidad de albergar 6 carriles.

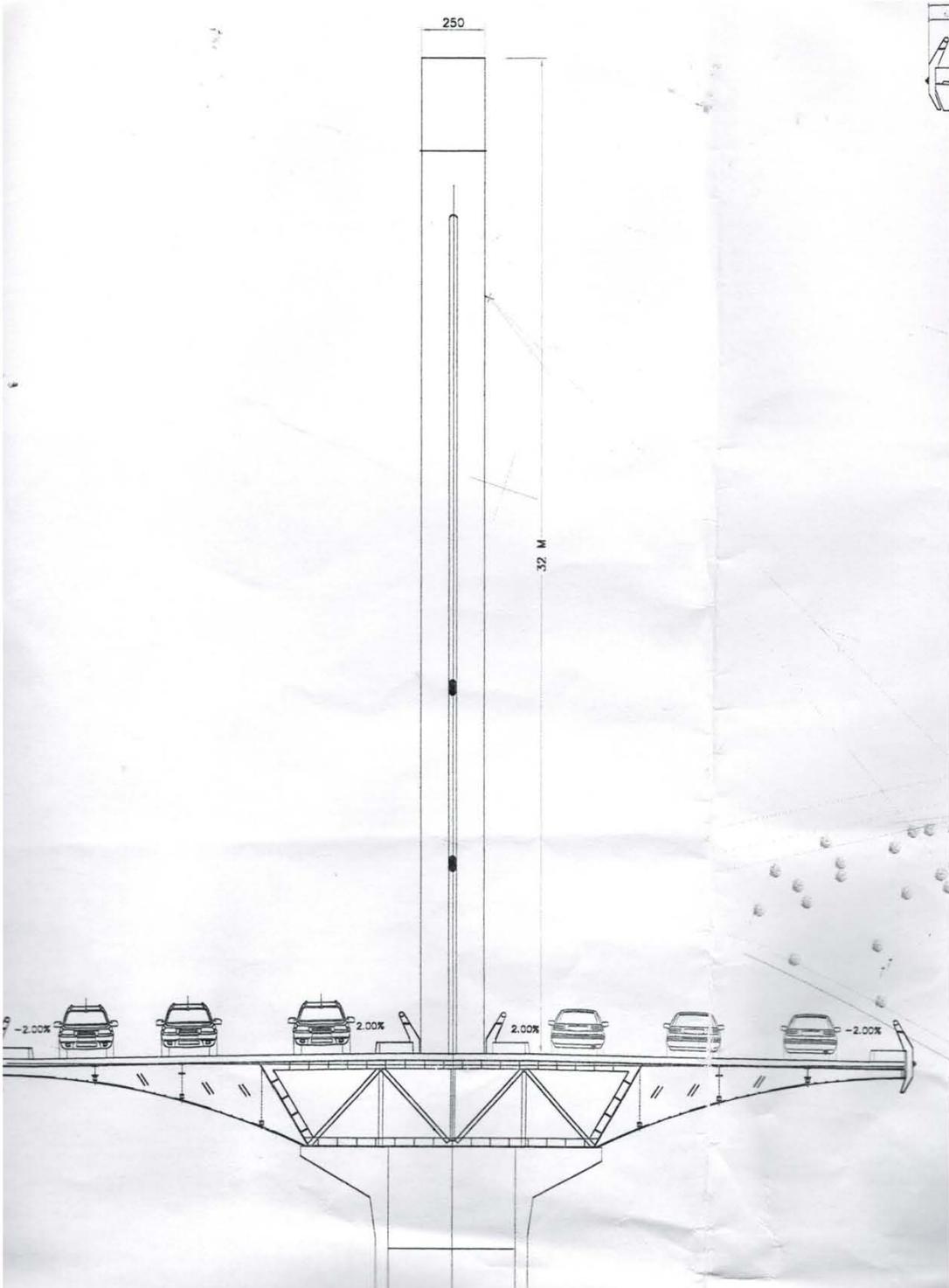


Fig.1.6 (Sección transversal del claro principal)

La superestructura de acceso al claro principal es a base de traveses cajón de concreto pretensado con capacidad para tres carriles, como se muestra en la siguiente imagen:

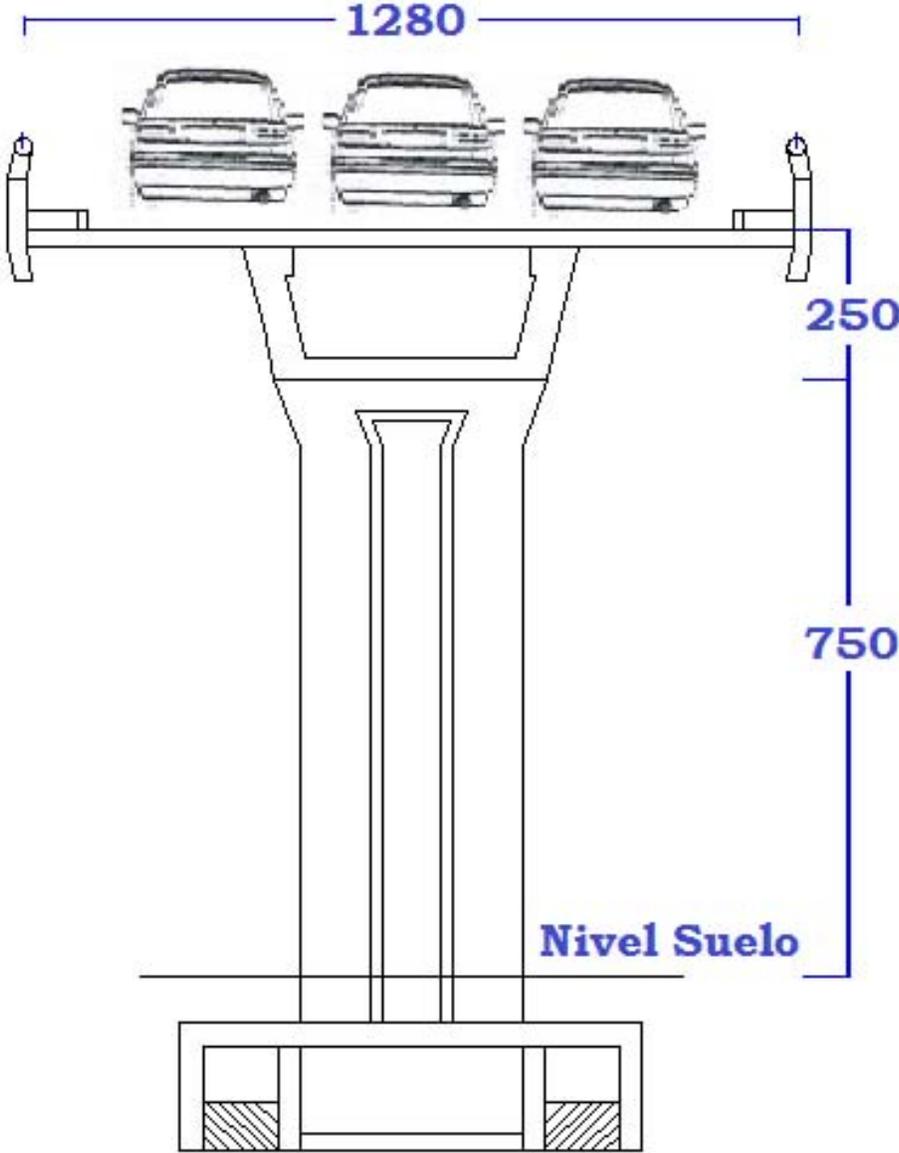


Fig.1.7 (Sección transversal de traveses cajón para acceso a claro principal)

La superestructura utilizada en las zonas de curvas para la salida y entrada al puente es a base de dos traveses cajón, con capacidad para albergar 2 carriles.

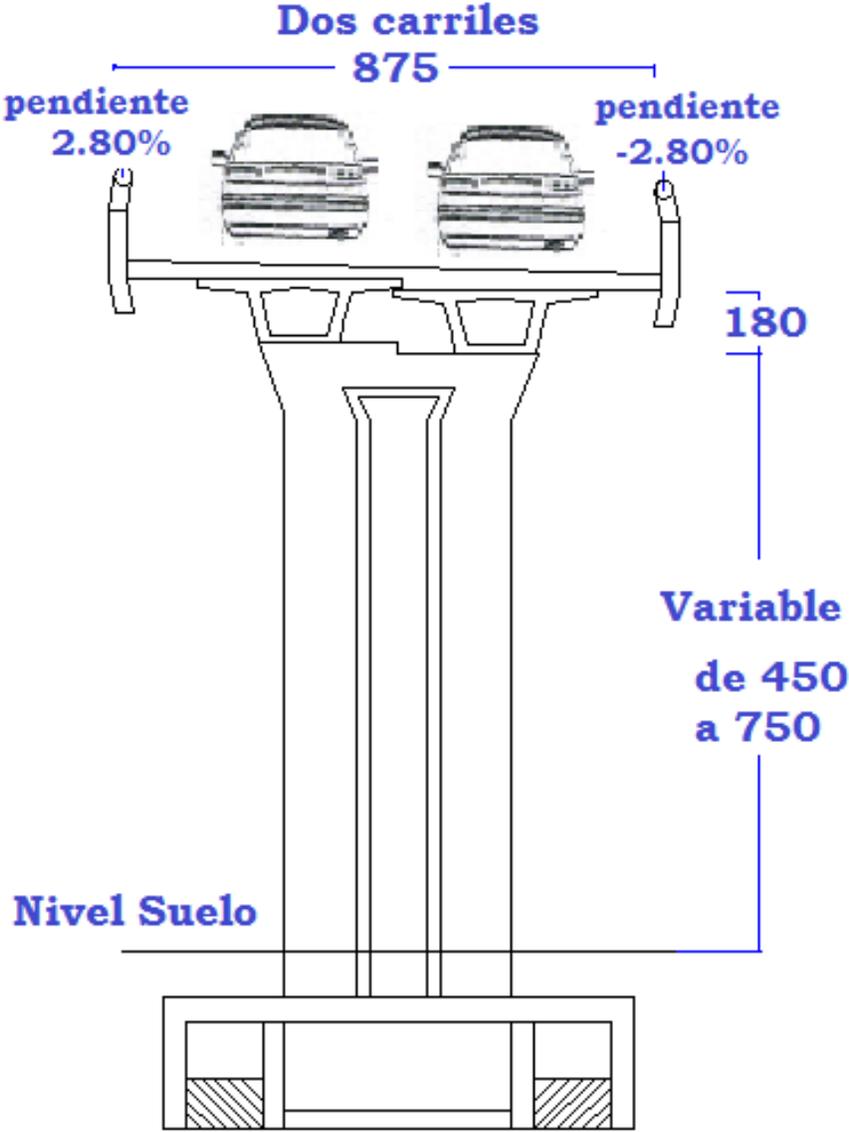


Fig.1.8 (Sección transversal de traveses cajón en curva a)

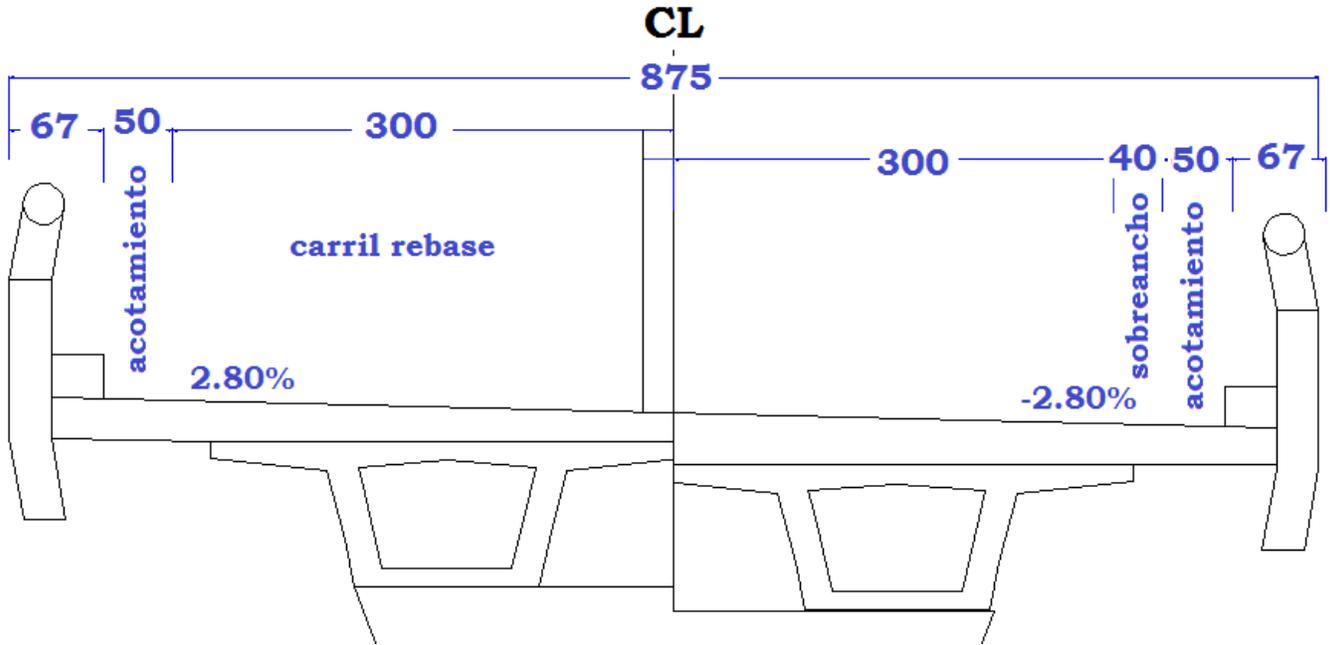


Fig.1.9 (Sección transversal de traveses cajón en curva b)

De acuerdo al plano original la trabe portante cuenta con 90 torones de presfuerzo acomodados en 5 camas de 18 torones cada una. En la siguiente figura se puede observar la distribución del presfuerzo.

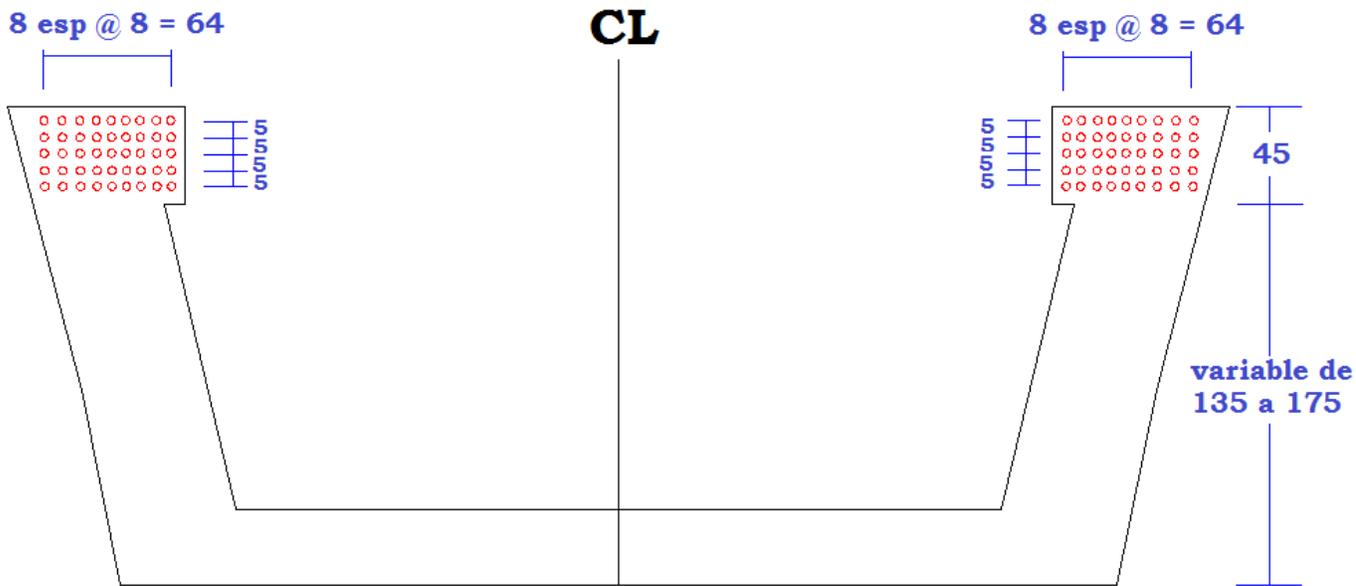


Fig.1.10 (Distribución del acero de presfuerzo en trabe portante a)

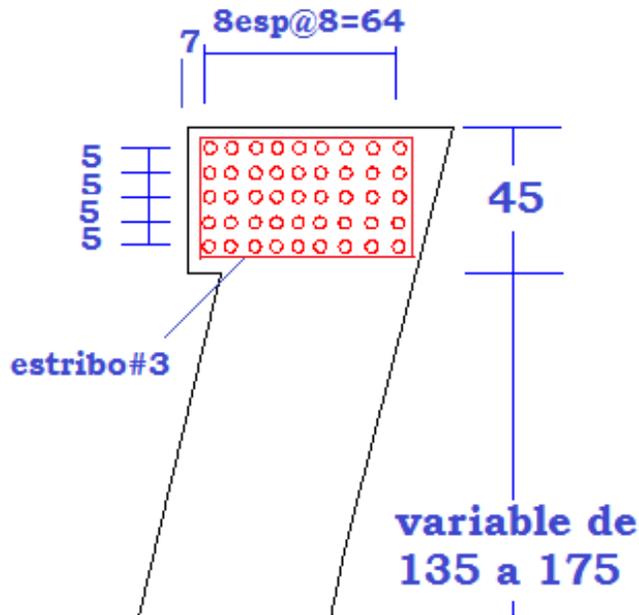


Fig.1.11 (Distribución del acero de presfuerzo en trabe portante b)

En la figura siguiente se puede observar la distribución del acero de refuerzo de la trabe portante en vista transversal, así como la posición de los torones.

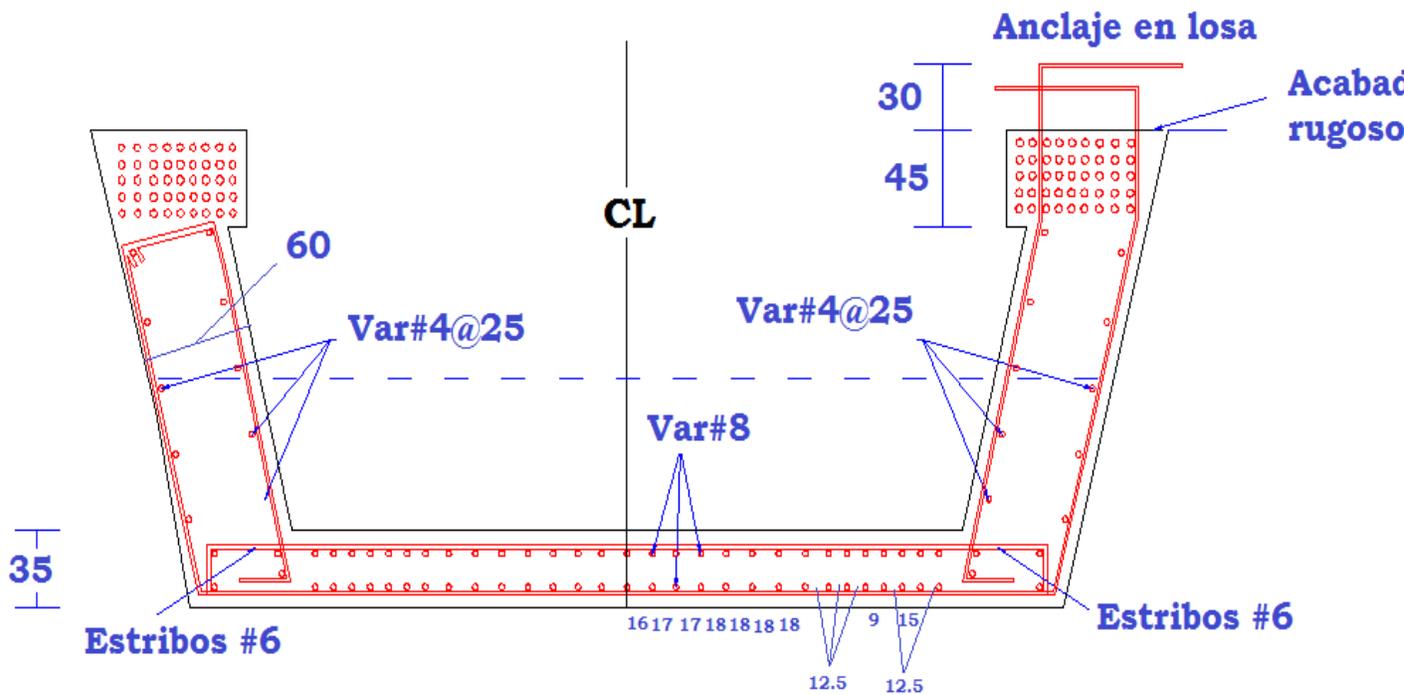


Fig.1.12 (Distribución del acero de refuerzo en trabe portante c)

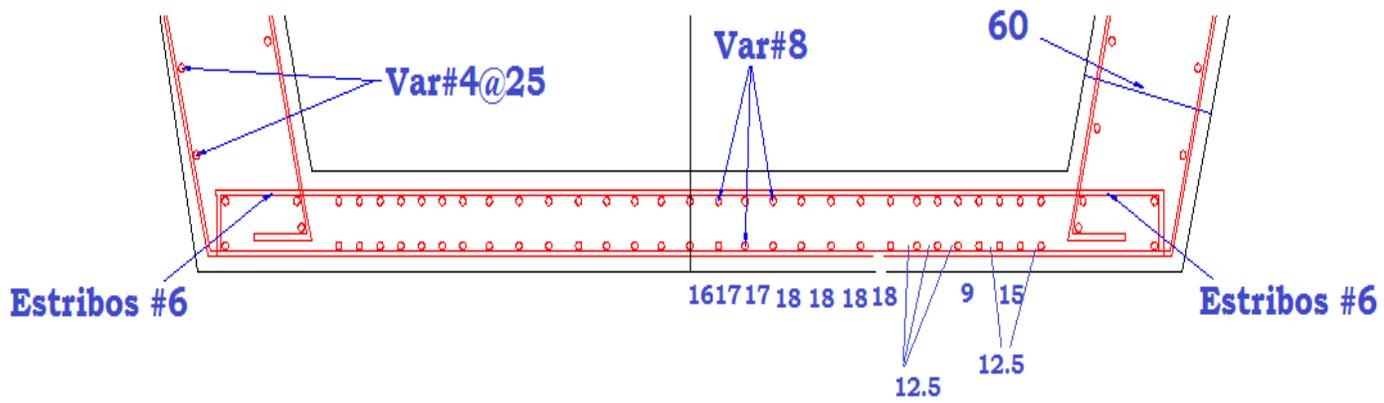


Fig.1.13 (Distribución del acero de refuerzo en trabe portante d)

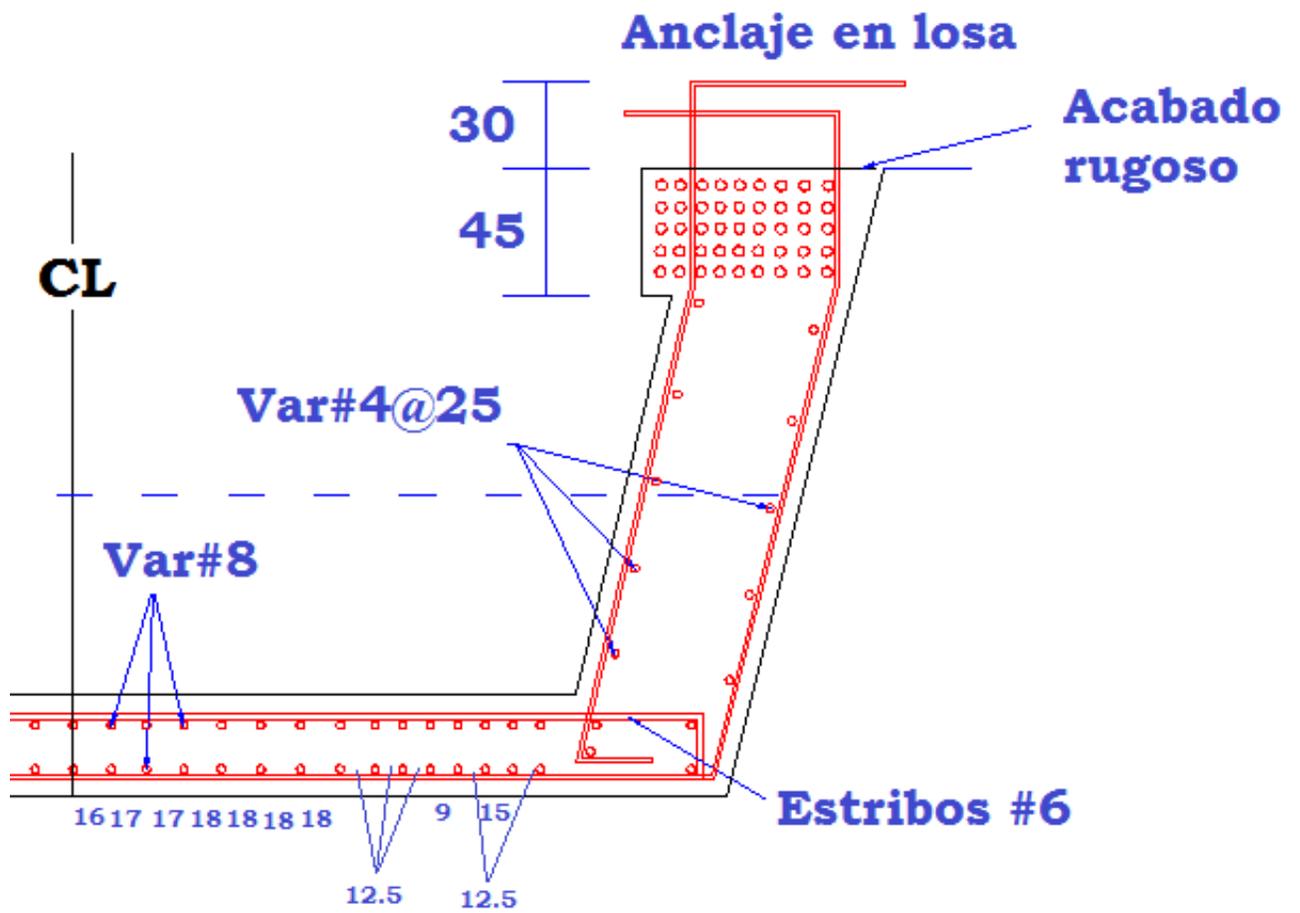


Fig.1.14 (Distribución del acero de refuerzo en trabe portante e)

La distribución del acero de refuerzo en la trabe portante en vista lateral se puede observar en la siguiente imagen.

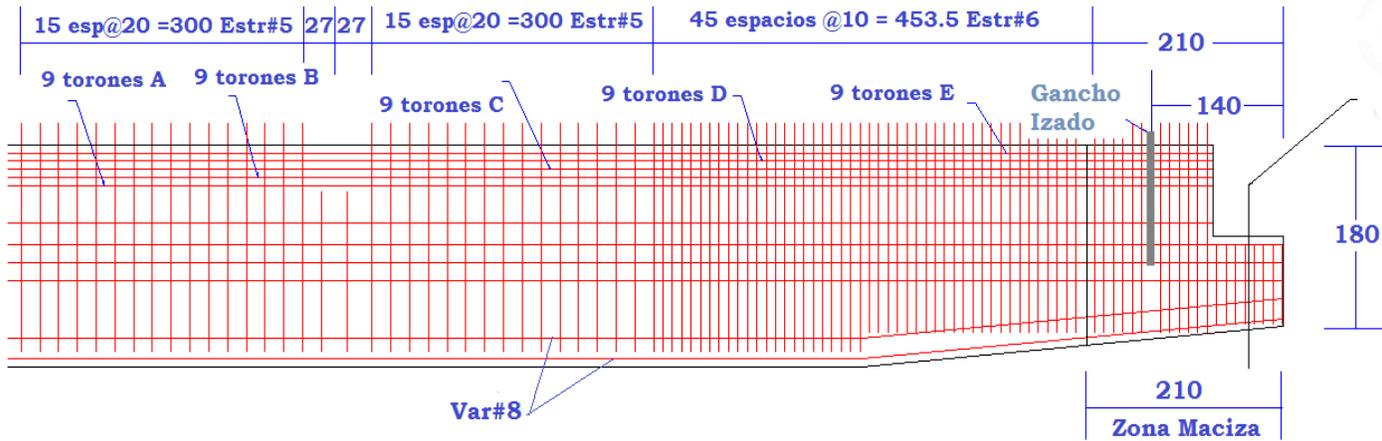


Fig.1.15 (Distribución de acero de refuerzo en vista lateral a)

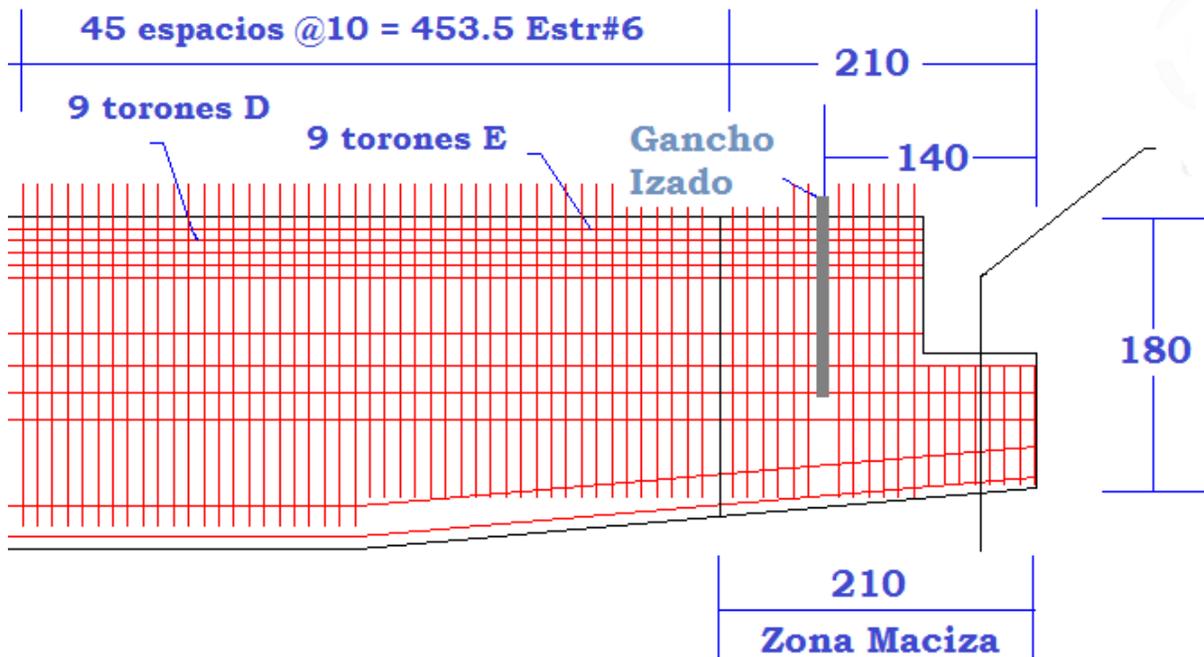


Fig.1.16 (Distribución del acero de refuerzo en vista lateral b)

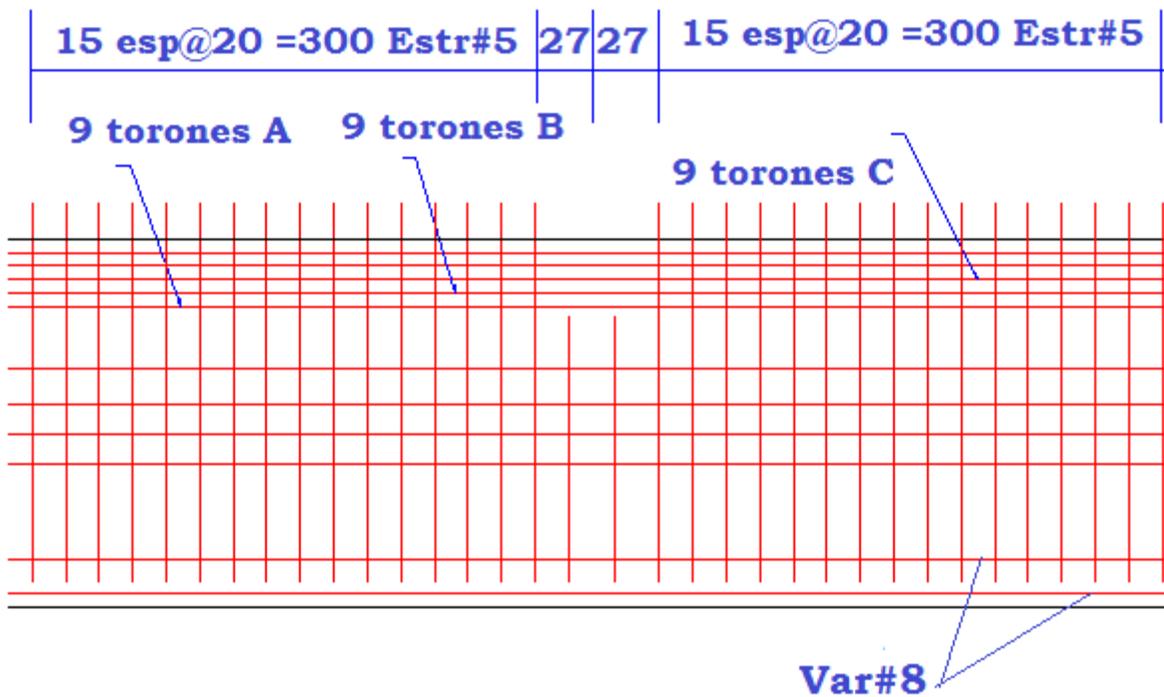


Fig.1.17 (Distribución del acero de refuerzo en vista lateral c)

En la imagen siguiente se puede observar la trabe portante en sección lateral, donde en el extremo se encuentra la zona maciza de concreto que es la ménsula de apoyo para la trabe intermedia.

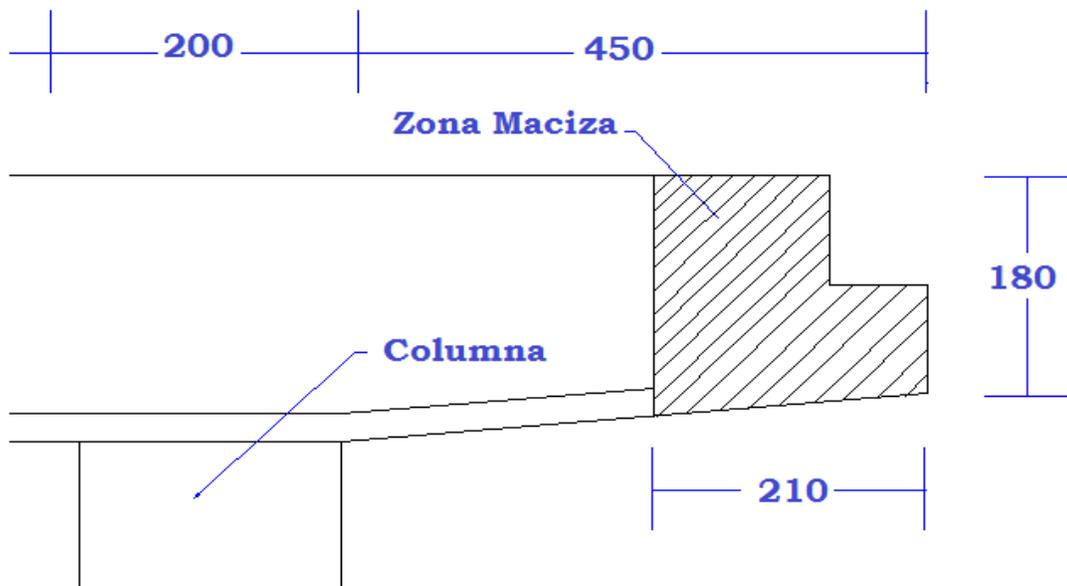


Fig.1.18 (Trabe portante en vista lateral: zona maciza)

El acero de refuerzo en la ménsula de apoyo de la trabe portante se puede observar en la siguiente imagen.

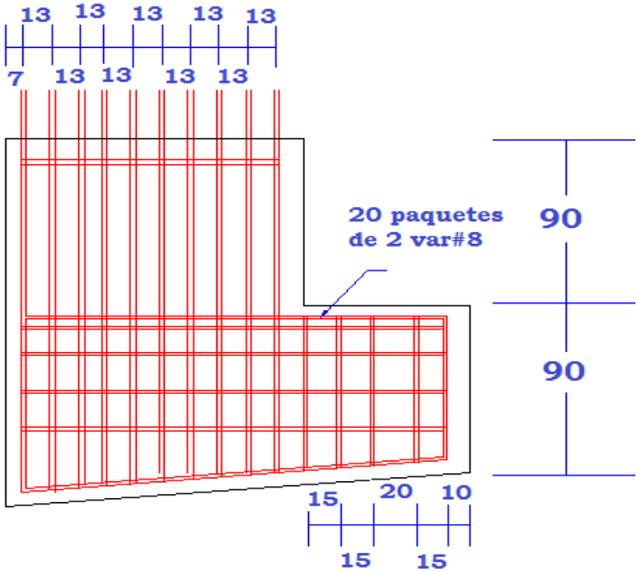


Fig.1.19 (Ménsula de la trabe portante vista lateral a)

En la imagen siguiente se puede observar el acero de refuerzo de la ménsula de apoyo de la trabe portante en vista transversal.

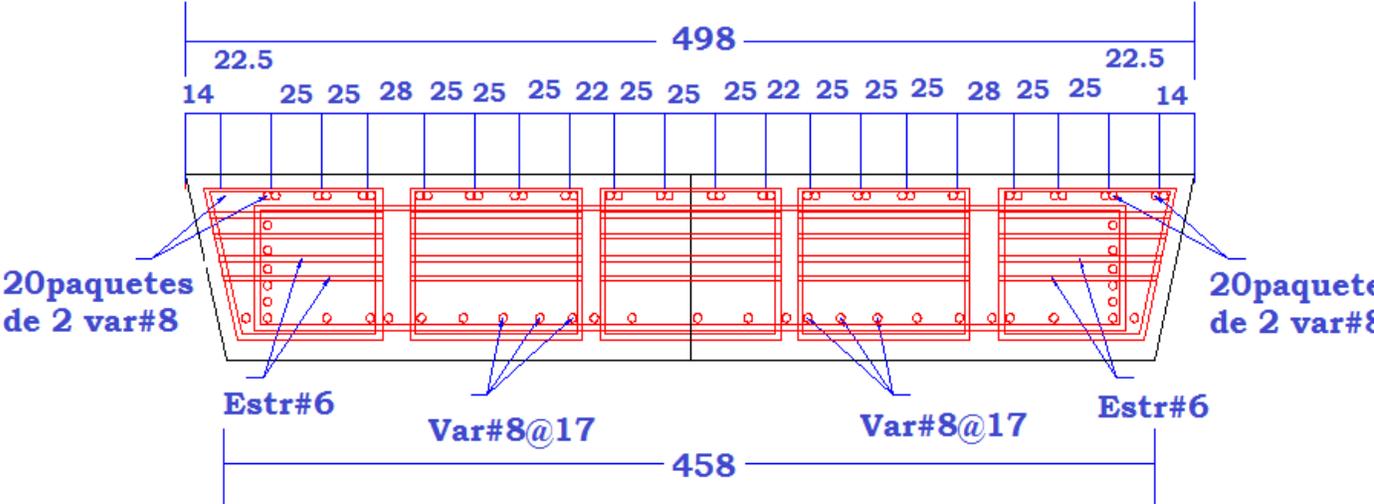


Fig.1.20 (Ménsula de la trabe portante vista transversal a)

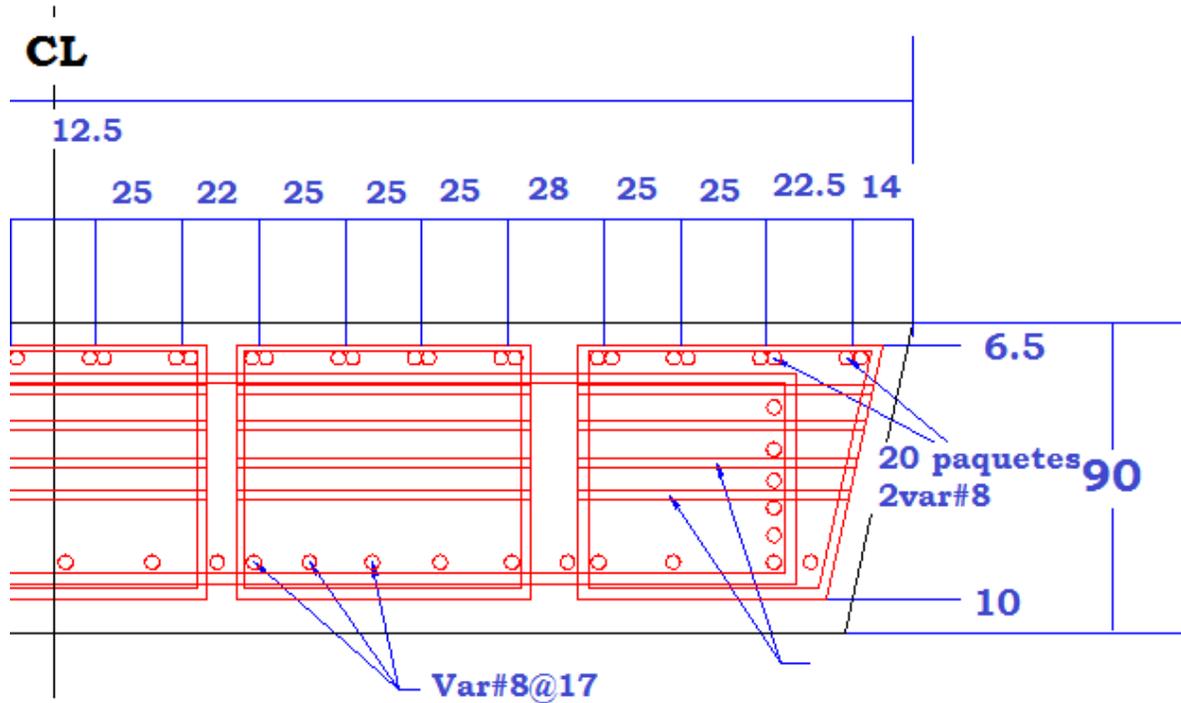


Fig.1.21 (Ménsula de la trabe portante vista transversal b)

En la imagen siguiente se puede observar el acero de refuerzo de la ménsula de apoyo de la trabe portante en planta.

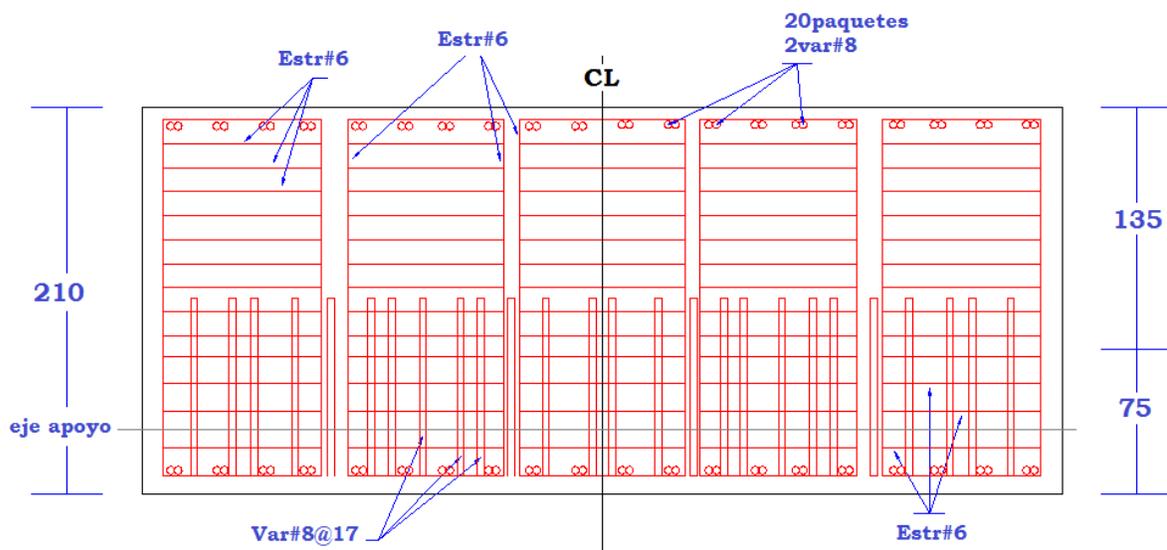


Fig.1.22 (Ménsula de la trabe portante vista en planta)

De acuerdo al plano original la trabe intermedia cuenta con 184 torones de presfuerzo acomodados en 4 camas de torones, como se observa en la imagen siguiente.

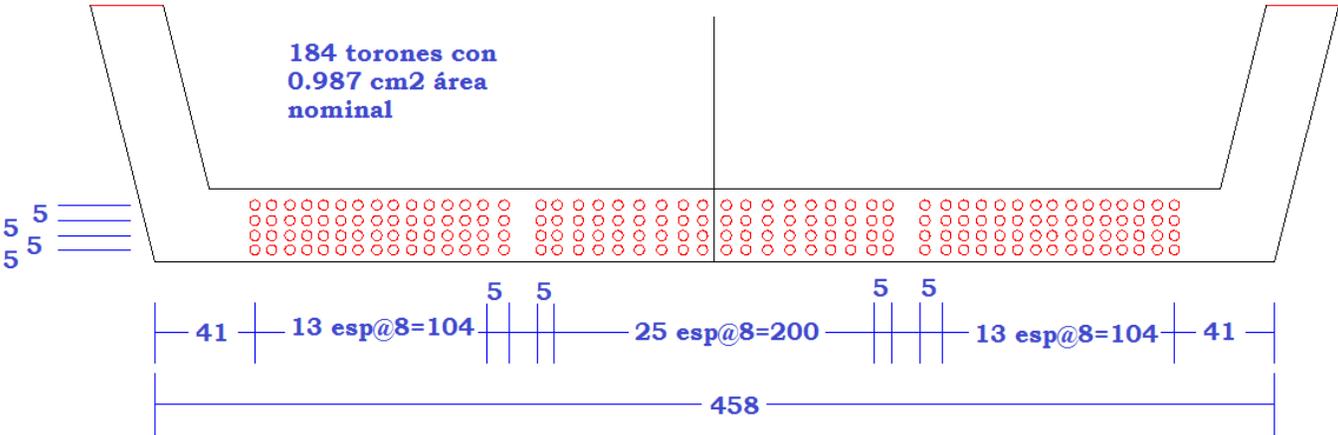


Fig.1.23 (Distribución del acero de presfuerzo en trabe intermedia)

En la figura siguiente se puede observar la distribución del acero de refuerzo de la trabe intermedia en vista transversal.

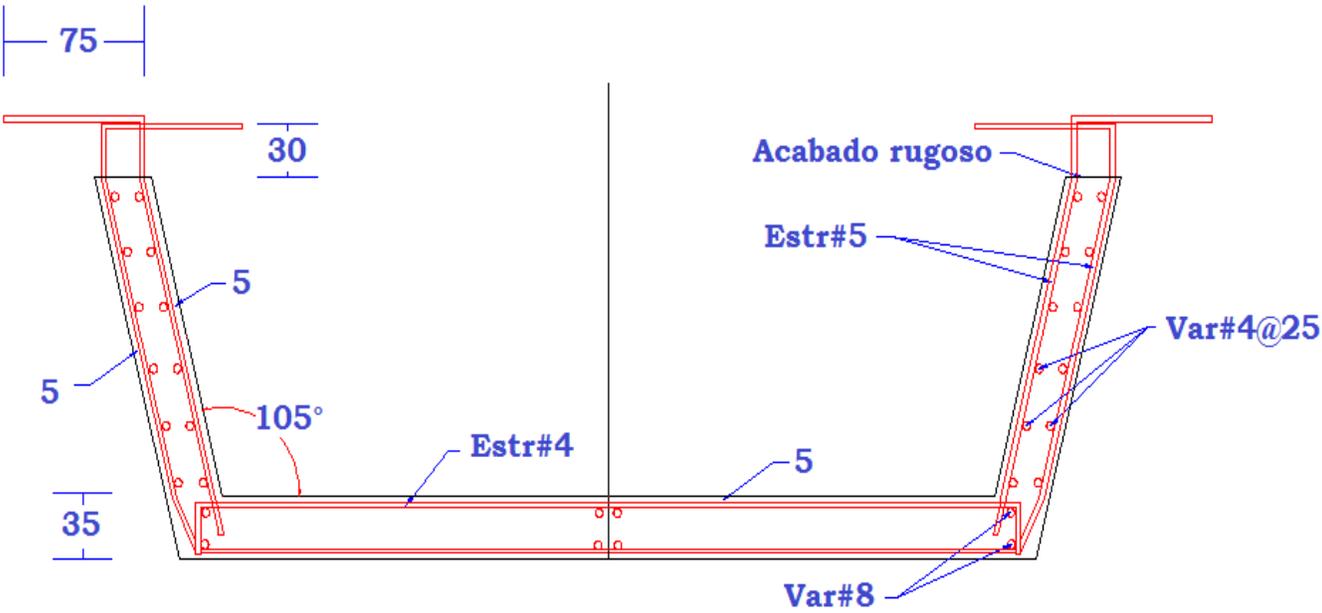


Fig.1.24 (Distribución del acero de refuerzo en trabe intermedia a)

La distribución del acero de refuerzo en la trabe intermedia en vista lateral se puede observar en la siguiente imagen.

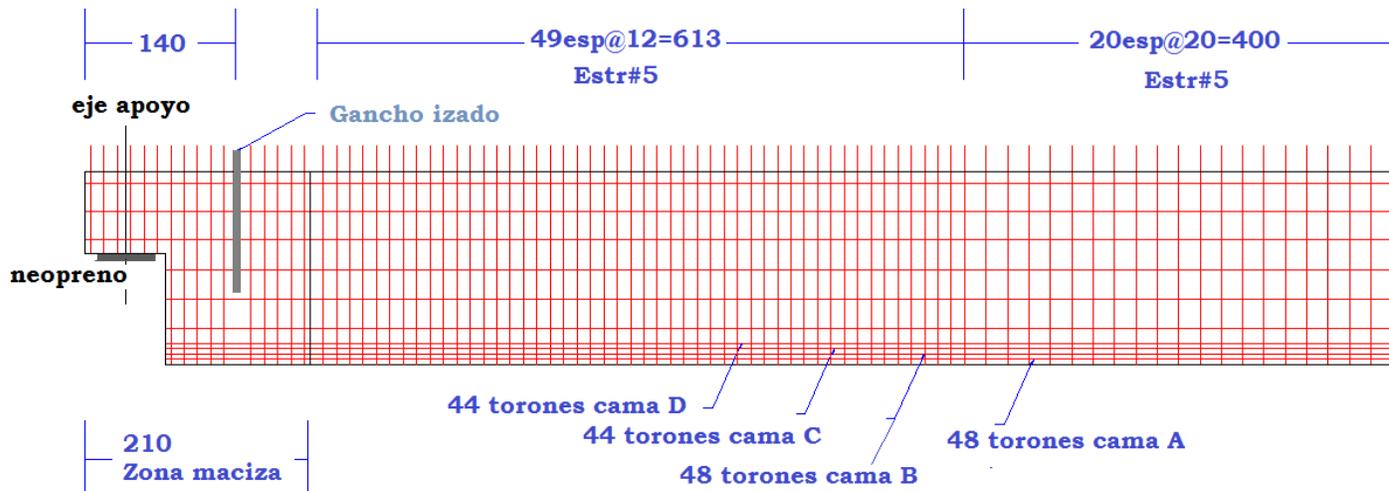


Fig.1.25 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral a)

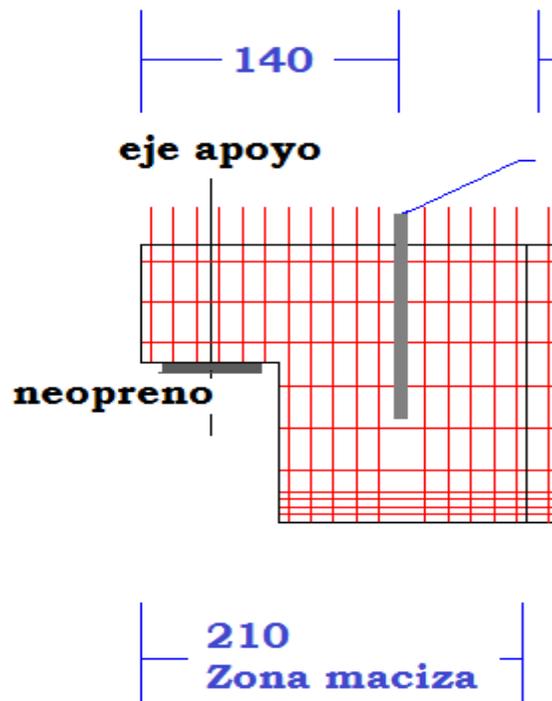


Fig.1.26 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral b)



- Gancho izado

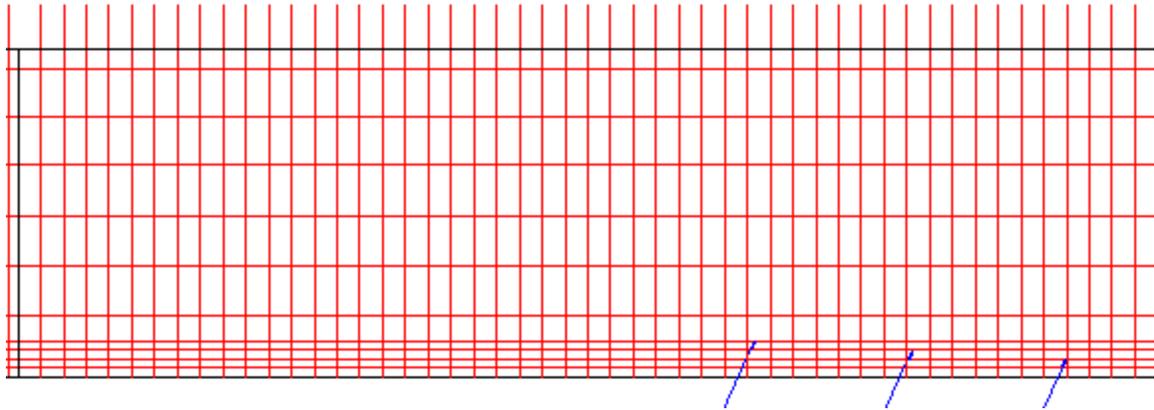


Fig.1.27 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral c)

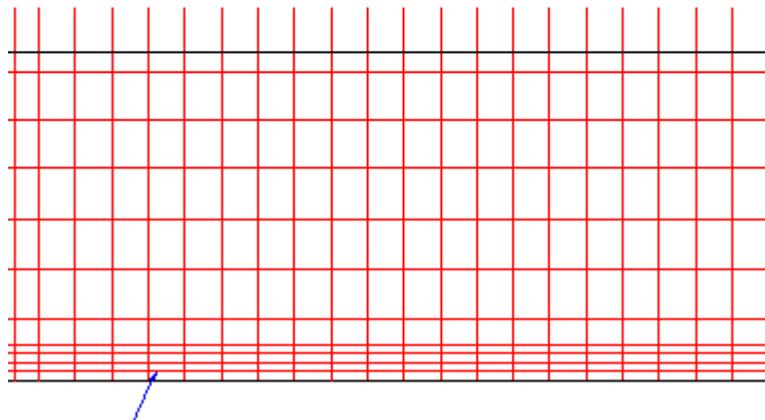


Fig.1.28 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral d)

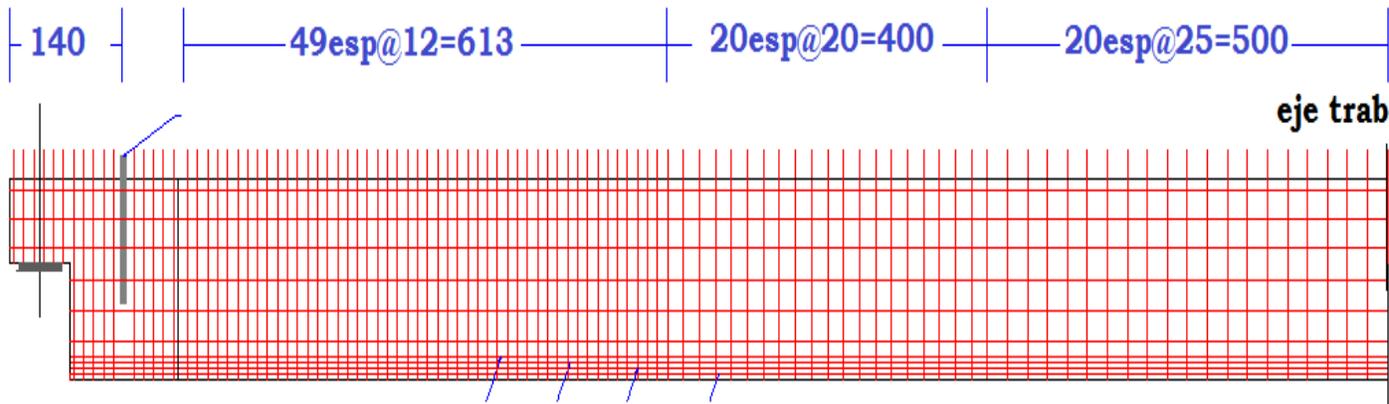


Fig.1.29 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral e)

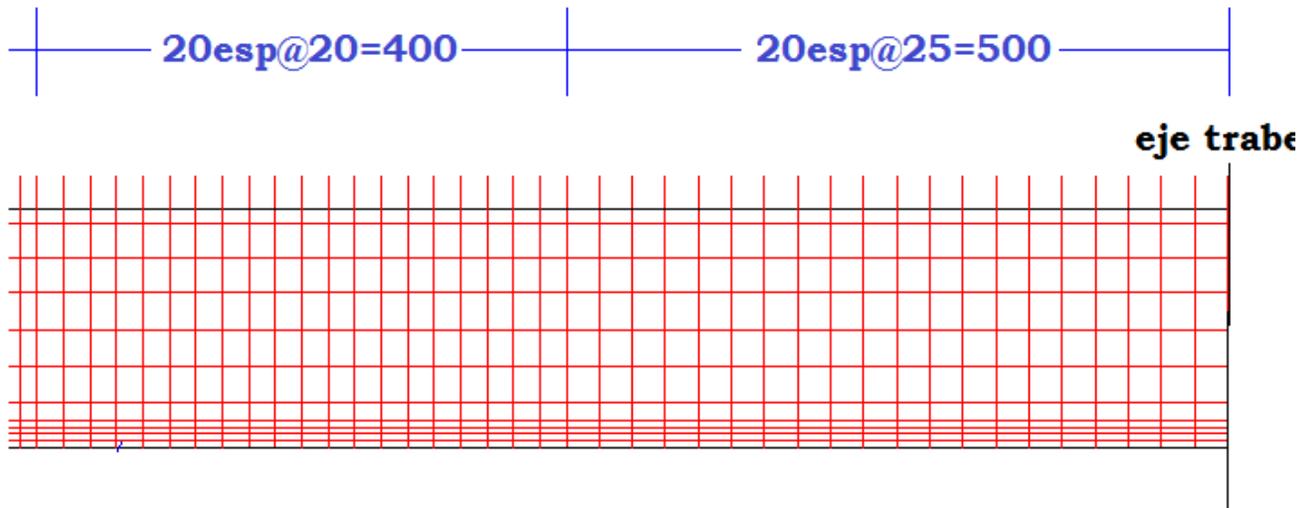


Fig.1.30 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral f)

1.3 Tramo en Estudio.

El proyecto del P.I.V. Ignacio Zaragoza es una obra de gran envergadura que involucra la participación de una gran cantidad de ingenieros y técnicos capacitados para llevar a cabo el proceso de: análisis, diseño, construcción y supervisión de los trabajos. Debido a su importancia y magnitud es imposible pensar que una sola persona pueda llevar a cabo todos estos trabajos, ante lo cual surge la necesidad de limitar los alcances de esta tesina.

Por lo tanto, para el desarrollo de este proyecto nos limitaremos llevar a cabo la revisión estructural de una de las tres partes que constituyen la superestructura del puente. Particularmente analizaremos las traveses de acceso al claro principal que consisten en un sistema gerber formado por una trabe intermedia y una trabe portante.

1.4 Propiedades Geométricas y Estructurales.

Trabe Intermedia

La trabe intermedia tiene las siguientes características:

* Claro de la Trabe (L)	33.04 m
* Longitud Total (Lt)	34.59 m
* Ancho de guarnición y banqueteta	1 m
* Número de Carriles de Proyecto	3
* Carga Móvil de Proyecto	T3-S3
* Concreto en Losa	250.00 kg/cm ²
* Concreto en Traveses Preesforzadas	600.00 kg/cm ²
* Acero de Refuerzo (Fy)	4200.00 kg/cm ²
* Acero de Preesfuerzo (LR)	19000 kg/cm ²

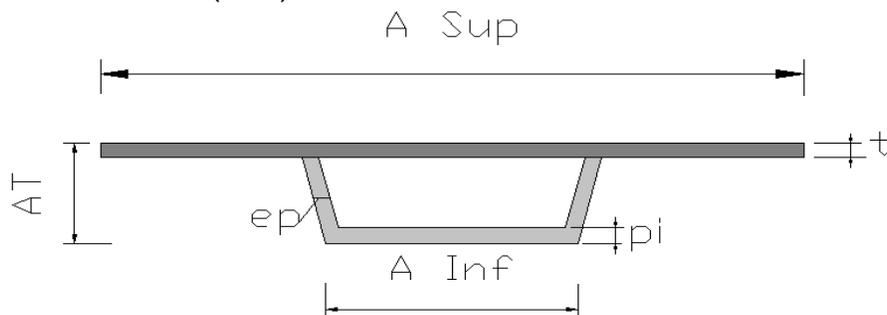


Fig.1.31 (Trabe intermedia en vista transversal)

- * Altura Total (AT) = 210 cm
- * Peralte Total de la Trabe (H) = 180 cm
- * Espesor de la Losa (t) = 30 cm
- * Ancho Superior de la Trabe (ASup) = 1280 cm
- * Ancho Inferior de la Trabe (Ainf) = 458 cm
- * Espesor de Alma (ep) = 30 cm
- * Espesor del Patín Inferior (pi) = 35 cm

Procedemos a obtener las propiedades de la sección simple, es decir, sin tomar en cuenta la losa seccionando la trabe como se muestra en la imagen siguiente.

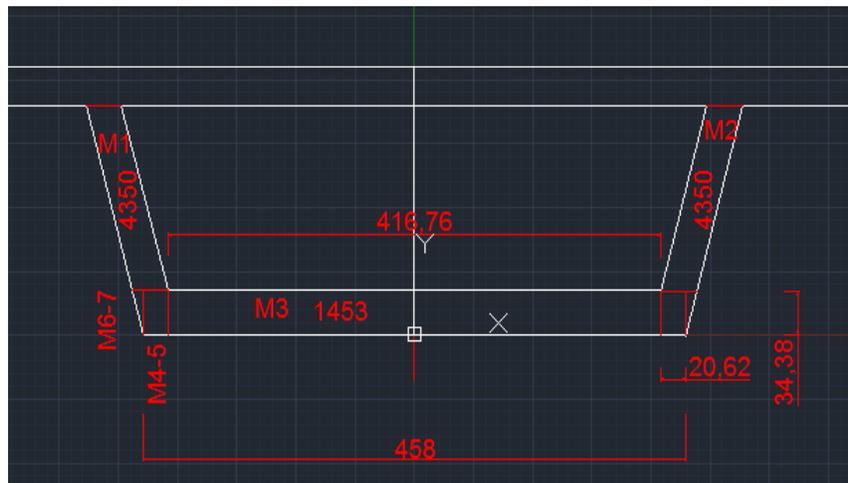


Fig.1.32 (Trabe intermedia seccionada)

SECCION SIMPLE $I_o = \frac{bh^3}{12}$

$$Y_{Testada} = Y - Y_i$$

Elemento	A (m2)	Y (m)	AY (m3)	Ytestada	AYT^2(m4)	lo (m4)
M1	0.435	1.075	0.468	0.586	0.149	0.0762
M2	0.435	1.075	0.468	0.586	0.149	0.0762
M3	1.453	0.175	0.254	-0.314	0.143	0.0148
M4	0.074	0.175	0.013	-0.314	0.007	0.0008
M5	0.074	0.175	0.013	-0.314	0.007	0.0008
M6	0.015	0.233	0.003	-0.256	0.001	0.0001
M7	0.015	0.233	0.003	-0.256	0.001	0.0001
Σ	2.499	Σ	1.222	Σ	0.458	0.169

$Y_s = \text{Peralte} - Y_i$
 $Y_s = 1.31 \text{ m}$ Dist. Centroide a Fibra Superior
 $Y_i = 0.49 \text{ m}$ Dist. Centroide a Fibra Inferior
 $Y_i = \frac{\sum AY}{\sum A}$
 $I_{Total} = 0.627 \text{ m}^4$ $I_{Total} = \sum I_o + \sum AYt^2$
 $S_s = 0.48$ $S_s = \frac{I_{total}}{Y_s}$
 $S_i = 1.28$ $S_i = \frac{I_{total}}{Y_i}$
 $b_1 = 390 \text{ cm}$ $b_1 = 12 \text{ esp trabe} + \text{esp losa}$
 $b_2 = 826 \text{ cm}$ $b_2 = \frac{\text{Claro}}{4}$ Rige $b = 390 \text{ cm}$
 $b_{real} = 251.74 \text{ cm}$ $b_{real} = b \sqrt{\frac{f'c \text{ losa}}{f'c \text{ trabe}}}$

PROPIEDADES DE SECCION COMPUESTA

	AREA(m2)	Y (m)	A Y (M3)	Y Testada	A Yt ²	$I_o = \frac{b \cdot h^3}{12}$
Sencilla	2.499	0.49	1.22	-0.34	0.287	0.6274
Compuesta	0.755	1.95	1.47	1.12	0.951	0.0057
Σ	3.254	Σ	2.69	Σ	1.238	0.633

$Y_i = 0.828 \text{ m}$
 $Y_i = \frac{\sum AY}{\sum A}$
 $Y_s = \text{Peralte} - Y_i$

$Y_s = 1.272 \text{ m}$

$$I_{total} = \sum I_o + \sum A Y t^2$$

ltotal= 1.871 m4

$$S_i = \frac{I_{total}}{Y_i}$$

Si= 2.260 m3

$$S_s = \frac{I_{total}}{Y_s}$$

Ss= 1.471 m3

RESUMEN DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

	SECCION SIMPLE	SECCION COMPUESTA
A m2	2.499	3.254
Ys m	1.311	1.272
Yi m	0.489	0.828
lt m4	0.627	1.871
Ss m	0.479	1.471
Si m	1.283	2.260

Trabe Portante

La trabe portante tiene las siguientes características:

*Longitud Total (Lt)	19.67 mts
*Ancho Guarnición, Parapeto y Banqueta	1.00 mts
*Número de Carriles de Proyecto	3.00
*Carga Móvil	T3S3
*Concreto en Losa	250.00 kg/cm2
*Concreto en Trabes Presforzadas (FCT)	600.00 kg/cm2
*Acero de Refuerzo (Fy)	4200.00 kg/cm2
*Acero de Presfuerzo (LR)	19000.00 kg/cm2

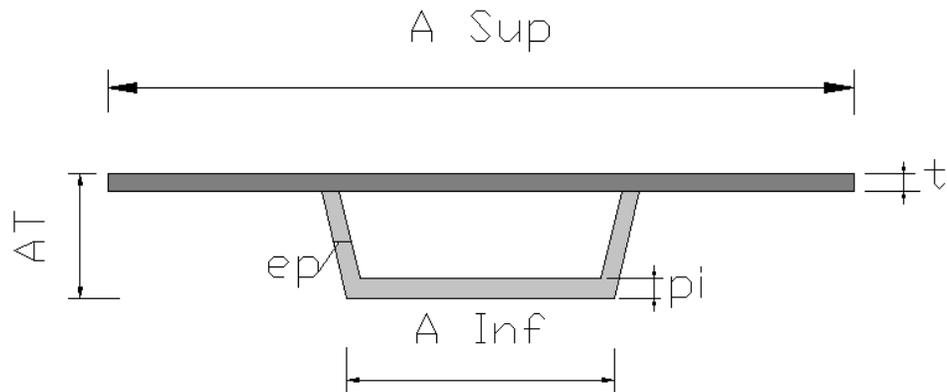


Fig.1.33 (Trabe portante en vista transversal)

- *Altura Total (AT) = 250.00 cm
- * Peralte Total de la Trabe (H) = 220.00 cm
- * Espesor de la Trabe-Losa (t) = 30.00 cm
- * Ancho Superior de la Trabe (b'') = 1280.00 cm
- * Ancho Inferior de la Trabe (b) = 458.00 cm
- * Espesor del Alma (ep) = 60.00 cm
- * Espesor del Patín Inferior (pi) = 35.00 cm

SECCION SIMPLE

$$Y_{testada} = Y - Y_c$$

$$I_o = \frac{b h^3}{12}$$

Elemento	A (m2)	Y (m)	AY (m3)	Ytestada	AYT^2(m4)	Io (m4)
M1	1.110	1.275	1.415	0.426	0.201	0.317
M2	1.110	1.275	1.415	0.426	0.201	0.317
M3	1.453	0.175	0.254	-0.674	0.660	0.015
M4	0.074	0.175	0.013	-0.674	0.033	0.001
M5	0.074	0.175	0.013	-0.674	0.033	0.001
M6	0.015	0.233	0.003	-0.616	0.006	0.0001
M7	0.015	0.233	0.003	-0.616	0.006	0.0001
M8	0.068	1.975	0.133	1.126	0.086	0.0011
M9	0.068	1.975	0.133	1.126	0.086	0.001
Σ	3.984	Σ	3.384	Σ	1.312	0.652

Ys= 1.35 m $Y_s = Peralte - Y_i$ Dist centroide a fibra superior

Yi= 0.85 m $Y_i = \frac{\sum AY}{\sum A}$ Dist centroide a fibra inferior

I Total= 1.964 m4 $I_{Total} = \sum I_o + \sum A Y t^2$
 $S_s = \frac{I_{total}}{Y_s}$

Ss= 1.5

Si= 2.3 $S_i = \frac{I_{total}}{Y_i}$
 $b_1 = 12 \text{ esp trabe} + \text{esp losa}$

b1= 750 cm

b real= 484.12 cm $b_{real} = b \sqrt{\frac{f'c \text{ losa}}{f'c \text{ trabe}}}$

PROPIEDADES DE SECCION COMPUESTA

	AREA(m2)	Y (m)	A Y (M3)	Y Testada = Y - Yi	A Yt^2	$I_o = \frac{b h^3}{12}$
SENCILLA	3.984	0.85	3.38	-0.40	0.640	1.964
COMPUESTA	1.452	2.35	3.41	1.10	1.757	0.011
Σ	5.437	Σ	6.80	Σ	2.397	1.975

Yi= 1.250 m $Y_i = \frac{\sum AY}{\sum A}$

Ys= 1.250 m $Y_s = Peralte - Y_i$

Itotal= 4.372 m4 $I_{Total} = \sum I_o + \sum A Y t^2$

Si= 3.497 m3 $S_i = \frac{I_{total}}{Y_i}$

Ss= 3.498 m3 $S_s = \frac{I_{total}}{Y_s}$

RESUMEN DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS		
	SECCION SIMPLE	SECCION COMPUESTA
A m ²	3.984	5.437
Ys m	1.351	1.250
Yi m	0.849	1.250
It m ⁴	1.964	4.372
Ss m	1.454	3.498
Si m	2.312	3.497

1.5 Cargas y Acciones.

Las cargas en una estructura se definen como las fuerzas que resultan del peso de todos los materiales de construcción, del peso y actividad de sus ocupantes y del peso del equipamiento. También de efectos ambientales y climáticos tales como nieve, viento, etc.

En general las cargas que actúan en un puente se clasifican en dos: la carga permanente o muerta y la carga viva.

1.5.1 Carga Muerta

Las cargas muertas son las cargas permanentes, es decir, todas aquellas cargas que se encuentran sobre el puente actuando durante toda su vida útil, como el peso propio de la trabe, el peso de la losa, el peso de la guarnición y banquetas entre otras.

Para obtener los pesos de la carga muerta solo se multiplica el volumen de los elementos por su peso volumétrico, para después obtener los elementos mecánicos a los que se sujetará la estructura.

1.5.2 Carga Viva

Las cargas vivas son aquellas originadas por el uso y ocupación de la estructura, que pueden variar durante su vida útil y no incluye cargas debidas a la

construcción o provocadas por efectos ambientales, tales como nieve, viento, acumulación de agua, sismo, etc. Las cargas vivas se dividen en dos: la carga viva vehicular y peatonal.

La carga viva vehicular consistirá en la elección de vehículo de mayores dimensiones y peso que vaya a transitar en la estructura una vez esté operando para así obtener los mayores esfuerzos a los que estará sometido.

La carga viva peatonal en este puente se considera inexistente ya que no se considera acceso al peatón una vez que el puente esté en funcionamiento.

Modelo de Carga

El modelo de carga se refiere a los vehículos automotores predominantes y de mayores exigencias en el tránsito que se desplaza diariamente por el distribuidor vial Calzada Ignacio Zaragoza, por lo que al tipificar las dimensiones, pesos y características de operación de cada uno de ellos, se brinda al ingeniero los elementos a los que se deben ajustar los diseños para garantizar un buen funcionamiento.

Como se puede observar en el croquis de localización la estructura se encuentra dentro de la mancha urbana de la ciudad de Puebla resultante de la conurbación e interacción de varias juntas auxiliares entre las que destacan San Miguel Canoa, La Resurrección y San Sebastián Aparicio. De manera que la mayor parte del movimiento vehicular se da de manera local.

Por lo que la tipología de los vehículos automotores que circulan en la zona urbana admite que, en primer término, se ubiquen en un extremo los vehículos livianos que son los más numerosos en la corriente vehicular e incluyen automóviles compactos y subcompactos, jeeps, camionetas agrícolas y los pick-ups, siendo todos ellos representados por el vehículo tipo.

Mientras que en el otro extremo de la clasificación se encuentran los vehículos pesados que son los que rigen el modelo de carga viva para el diseño

de la superestructura. Estos vehículos son el HS 20 y el tráiler articulado T3 S3 que se utilizarán para el análisis.

No se tomarán en cuenta los tractocamiones articulados con doble semirremolque T3 S2 R4 debido a que las especificaciones de proyecto de la vialidad local no permiten su paso. Esto quiere decir que dentro de la ciudad de Puebla está prohibido el paso a este tipo de tracto camiones.

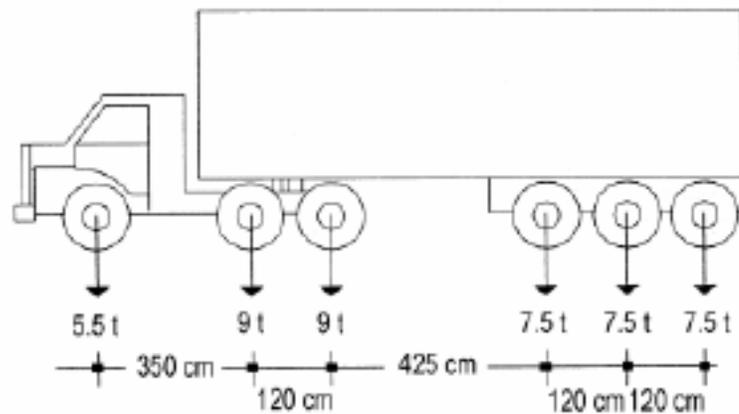


Fig.1.34 (Modelo de carga viva T3-S3)

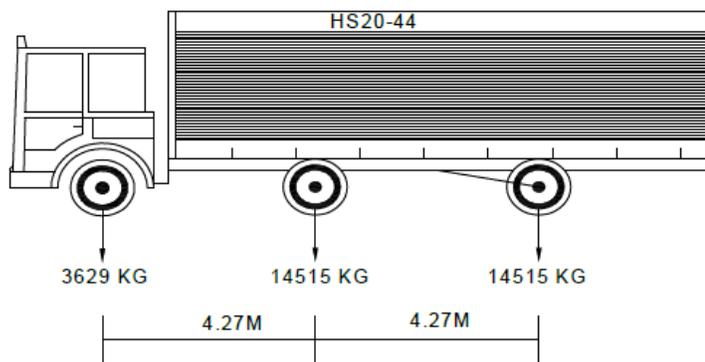


Fig.1.35 (Modelo de carga viva HS-20)

1.5.3 Acciones

Las acciones en una estructura son las originadas por el medio ambiente, es decir, por fenómenos naturales como el viento W (Wind), Nieve S (Snow), hielo, temperatura, Sismo E (Earthquake).

1.6 Normas de Diseño.

Para el desarrollo de este proyecto se utilizarán las normas AASHTO STD y o normas IMT con las que comúnmente se revisan y diseñan los puentes en México.

Para fines de proyecto, debemos hacer las siguientes suposiciones:

- Las deformaciones unitarias varían linealmente respecto al peralte del elemento durante todas las etapas de carga.
- Antes del agrietamiento, los esfuerzos son linealmente proporcionales a las deformaciones unitarias.
- Después del agrietamiento, se despreciará la capacidad del concreto para recibir tensiones.

Esfuerzos Permisibles:

El proyecto de elementos presforzados pretensados se basa generalmente en una resistencia mínima de $f'c = 34.4737$ MPa (350 kg/cm²), pero quedará a juicio del ingeniero proyectista incrementar el valor siempre y cuando se tenga certeza de que se pueda alcanzar la resistencia de diseño deseada.

Acero de Presfuerzo:

Esfuerzos temporales, previos a las pérdidas debidas a escurrimiento plástico y a contracciones.....0.70 $f's$.

Esfuerzos para carga de servicio después de haber ocurrido las pérdidas... $0.80f^*y$
(pueden admitirse esfuerzos mayores del $0.80f's$ durante periodos breves de tiempo, tomando en cuenta que al pretensionar o colocar los anclajes, parte del presfuerzo se transmite al concreto, pero los esfuerzos no deberán exceder de $0.70f's$ cuando se trate de elementos postensionados.

Dónde:

f^*y = Esfuerzo en el punto de fluencia del acero de presfuerzo.

$f's$ = Resistencia última del acero de presfuerzo.

Concreto:

Los esfuerzos temporales previos a las pérdidas por escurrimiento plástico y por contracción no deben exceder de los siguientes valores:

Compresión:

- Miembros pretensados..... $0.60 f'ci$
- Miembros postensionados.... $0.55 f'ci$

Tensión:

Zona pre comprimida de tensión; no se especifican esfuerzos admisibles en forma temporal.

Tensiones en otros sitios:

En áreas de tensión no reforzadas por adherencia.... 1.379MPa ó $0.249\sqrt{f'ci}$.

Cuando se exceda los esfuerzos de este valor, deberá suministrarse refuerzo por adherencia para resistir la fuerza total de tensión en el concreto, calculada para la sección agrietada. El esfuerzo máximo de tensión no deberá exceder de $0.623\sqrt{f'ci}$.

Esfuerzos de servicio posteriores a las pérdidas:

Compresión.....0.40 $f'c$.

Tensión en zonas pre comprimidas donde exista tensión.

- Para miembros con refuerzo de adherencia.....0.498 $\sqrt{f'c}$

En estructuras expuestas a condiciones severas de corrosión como zonas costeras.....0.249 $\sqrt{f'c}$

- Para miembros sin refuerzo de adherencia.....0.0

Esfuerzos por agrietamiento

Módulos de ruptura para el caso de que no se disponga de valores obtenidos mediante pruebas de ensaye:

Para concreto de peso normal.....0.623 $\sqrt{f'c}$.

Pérdidas de presfuerzo en elementos pretensados:

- Contracción: $SH = f'c$
- Acortamiento Elástico: $ES = (Es/Ec) * fcr$

Dónde:

E_s módulo de elasticidad del torón de presfuerzo.

E_c = módulo de elasticidad del concreto en la transferencia del esfuerzo, el cual puede calcularse por: $E_c = 15000 \sqrt{f'c}$.

f_{cr} = esfuerzo del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza presforzante y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia, f_{cr} deberá calcularse en la sección o secciones de máximo momento.

En esta etapa, el esfuerzo inicial en el tendón ha sido reducido por el acortamiento elástico del concreto y la relajación del tendón durante pretensados, o por el acortamiento elástico del concreto y la fricción del tendón debidas a estos factores pueden estimarse, o el esfuerzo reducido del tendón puede tomarse igual a $0.63f's$ para elementos pretensados típicos.

- Escurrecimiento plástico del concreto: $CRc = 12fcr - 7fcd$

Donde:

fcd = esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo bajo carga muerta total, excepto la carga muerta presente al aplicar la fuerza presforzante.

- Relajación del acero de presfuerzo para torones de 1724 a 1862MPa:

$$CRs = 351.85 - 0.1ES - 0.05(CRc + SH)$$

- Pérdidas totales: $\Delta t = ES + SH + CRc + CRs$

Resistencia a la flexión:

- Secciones rectangulares: para secciones rectangulares o con patín cuyo eje neutro quede contenido dentro del espesor de dicho patín, el momento resistente último por flexión se determinará por:

$$Mu = A*s * f*su * d * [1 - 0.06(P* * f*su/f'c)]$$

Donde:

$A*s$ = Área del acero para presfuerzo

d = Distancia de la fibra más alejada a compresión al centroide de la fuerza de presfuerzo

$P*$ = Porcentaje de acero de presfuerzo.

- Secciones con patín: si el eje neutro cae fuera del patín (esto ocurre generalmente cuando el espesor del patín es menor que $1.4 d * P * f^*su/f'c$, el momento resistente último por flexión se determinará por:

$$M_u = A^*s f^*su d \left[1 - 0.6 \left(\frac{A_{sr} f^*su}{b' d f'c} \right) \right] + 0.85 f'c (b - b') t (d - 0.5t)$$

$A_{sr} = A^*s - A_{sf}$ = área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por compresión del alma de una sección con patín.

Dónde:

b = Ancho de patín de un elemento o ancho de su sección rectangular.

$b't$ = Ancho del alma del elemento con patines

t = Espesor medio del patín o de un elemento con patines.

$A_{sf} = \frac{0.85 f'c (b - b') t}{f^*su}$ Área de acero requerida para desarrollar la resistencia última por compresión de la parte del patín sobresaliente.

Esfuerzos en el acero:

A menos que el valor de f^*su pueda determinarse con mayor exactitud mediante un análisis detallado, se podrán usar los siguientes valores:

- Miembros con adherencia..... $f^*su = f's \left[1 - \frac{0.5 P^* f's}{f'c} \right]$
- Miembros sin adherencia..... $f^*su = fse + 103.421$

Donde:

fse = Presfuerzo efectivo del acero después de que han ocurrido las pérdidas

Resistencia al cortante:

Los elementos de concreto presforzado se reforzarán para resistir los esfuerzos de tensión diagonal. El refuerzo para cortante se colocará perpendicularmente al eje del elemento. El área del refuerzo en el alma será:

$$A_v = \frac{(V_u - V_c)_{sep}}{2f_y * J * d} \text{ pero no deberá de ser menor que: } A_v = 0.689b's/f_s$$

Donde:

F_s no deberá exceder de 413.685 MPa

$$V_c = 92.5 f'_c b' J d \text{ pero no mayor que } 1883 b' J d$$

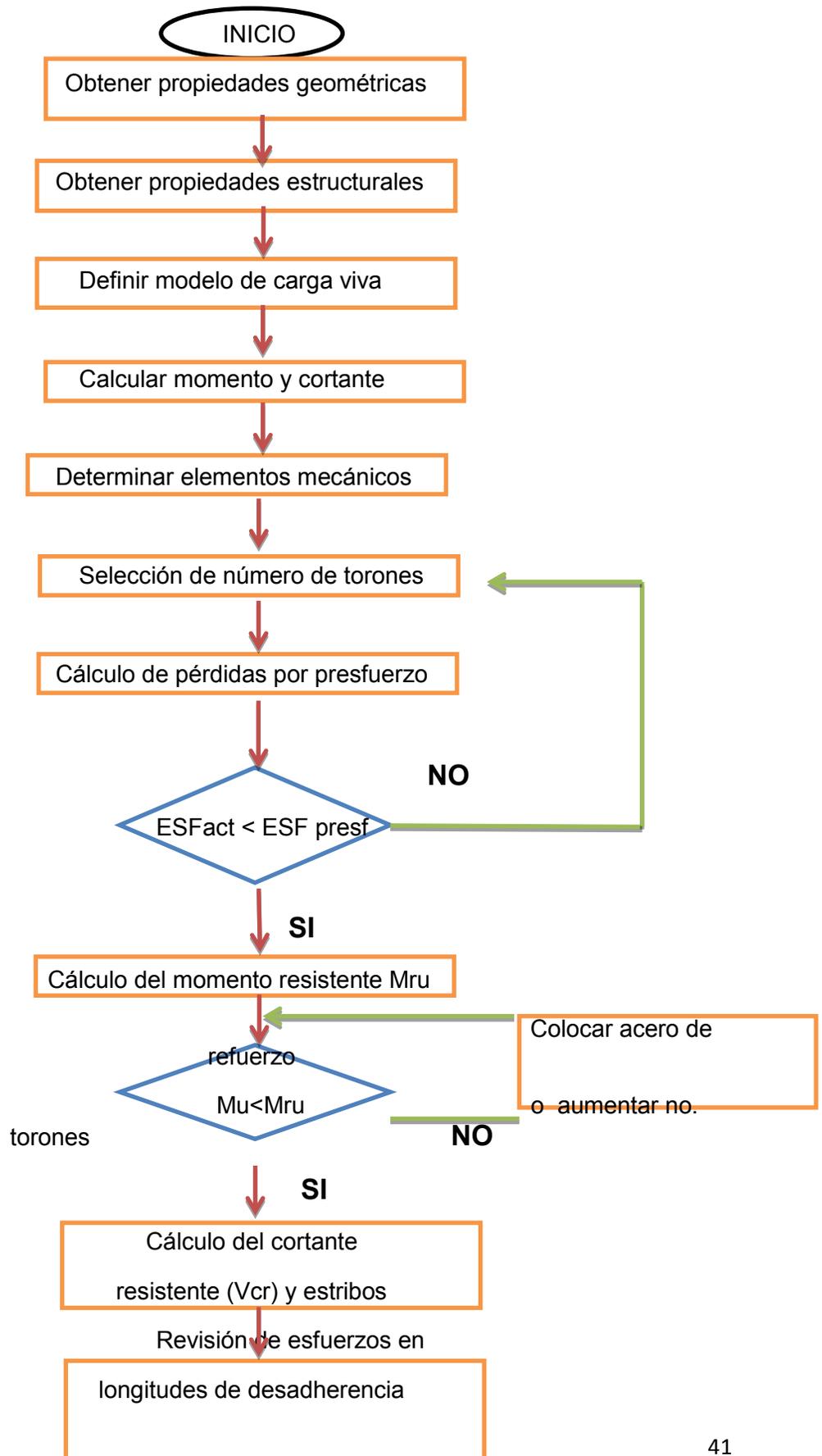
J = Relación de la distancia entre los centroides de compresión y tensión al peralte

s = Espaciamiento longitudinal del refuerzo del alma

f_s = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo de tensión, no presforzado

V_u = Fuerza de cortante de diseño aplicada totalmente en la sección.

1.7 Diagrama de flujo.



CAPÍTULO 2

REVISIÓN ESTRUCTURAL

2.1 Metodología para la Revisión.

La revisión de la superestructura se desarrolla en dos etapas distintas, la primera es el análisis estructural de la trabe portante e intermedia para conocer los elementos mecánicos actuantes, y la segunda es el diseño donde determinamos el presfuerzo y se revisará la resistencia por momento y cortante.

2.2 Análisis Estructural.

La trabe intermedia tiene una longitud de 34.59m y un claro de 33.04m y trabaja como simplemente apoyada por lo que el modelo de análisis de carga muerta se puede realizar de la siguiente manera:

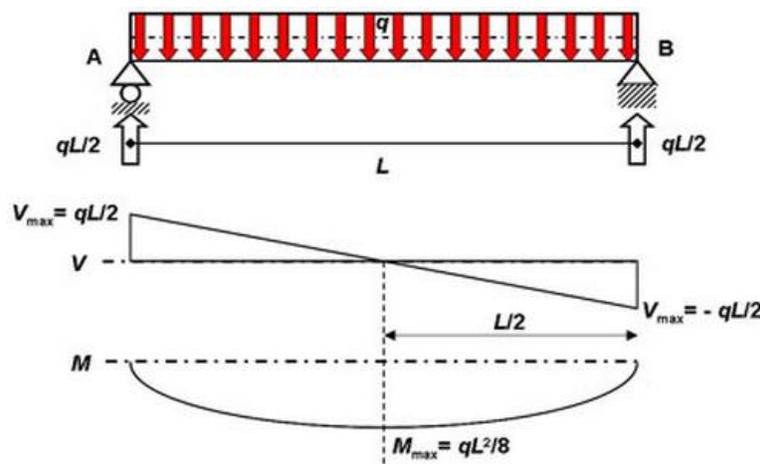


Fig. 2.1 (Diagrama de momento y cortante para trabe simplemente apoyada)

Para obtener los pesos de la carga muerta solo se multiplica el volumen de los elementos por su peso volumétrico, para después obtener los elementos mecánicos a los que se sujetará la estructura.

Peso Propio

* Peso volumétrico del concreto = 2.4 ton/m³

* Peso Propio W_{pp} = 6.00 ton/m

$$W_{pp} = \text{Peso Concreto} \times \text{Volumen}$$

* Cortante Peso Propio V_{pp} = 99.1 ton/m

$$V_{pp} = \frac{W * L}{2}$$

* Momento Peso Propio M_{pp} = 818.5 ton*m

$$M_{pp} = \frac{W * L^2}{8}$$

Peso Losa

*W Losa = ancho losa * esp losa * peso volumétrico concreto*

* Ancho de Losa =	12.80 m	
* Peso de Losa =	9.00 ton/m	
* Cortante de Losa (Vlosa) =	149 ton	$V_{losa} = \frac{W * L}{2}$
* Momento de Losa (Mlosa) =	1228.10 ton*m	$M_{losa} = \frac{W * L^2}{8}$

Carga Muerta Adicional

La losa en esta etapa del análisis ya trabaja en conjunto con la trabe (sección compuesta). En el caso de este proyecto se toma en cuenta que las guarniciones, banqueta y parapeto son iguales en ambos extremos de la trabe intermedia.

* W guarnición (Wg) =	0.32 ton/m	en ambos extremos
* W parapeto (Wp) =	0.32 ton/m	en ambos extremos
* W banqueta (Wb) =	0.10 ton/m	en ambos extremos
* W gpb =	Σ 0.74 ton/m	

V gpb =	12.80 ton	$V_{gpb} = \frac{W * L}{2}$
M gpb =	110.67 ton*m	$M_{gpb} = \frac{W * L^2}{8}$

* W ménsula =	39.0 Ton
* V ménsula =	39.0 ton

Carga Viva

Una vez que se ha seleccionado el modelo de carga viva que en este caso en particular se trata del T3S3 procedemos a obtener el momento y cortante máximo que actúa en la estructura.

- Momento máximo por el método de líneas de influencia.

Centro de gravedad del camión: haciendo sumatoria de momentos en el punto CG, de la figura:

Long = 33.00 m
 P1 = 5.50 ton
 P2=P3= 9.00 ton
 P4=P5=P6= 7.50 ton
 S1 = 3.60 m
 S2 = 1.20 m
 S3 = 4.25m
 S3=S5 = 1.20m

Cargas	Distancia	Momento	
-5.50	9.05-x	-49.78	5.5x
-9.00	5.45-x	-49.05	9x
-9.00	4.25-x	-38.25	9x
7.50	x	0	7.5x
7.50	1.20+x	9.00	7.5x
7.50	2.40+x	18.00	7.5x
		-110.08	46x

$x = 2.39 \text{ m}$

$a = 15.30 \text{ m}$

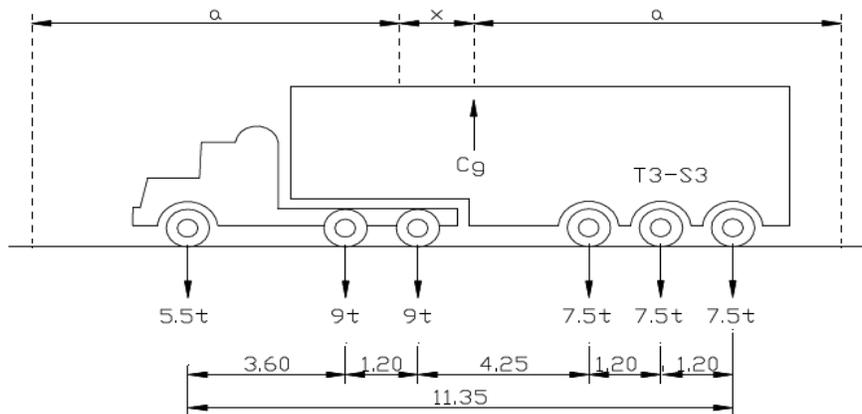


Fig.2.2 (Modelo de carga viva T3S3)

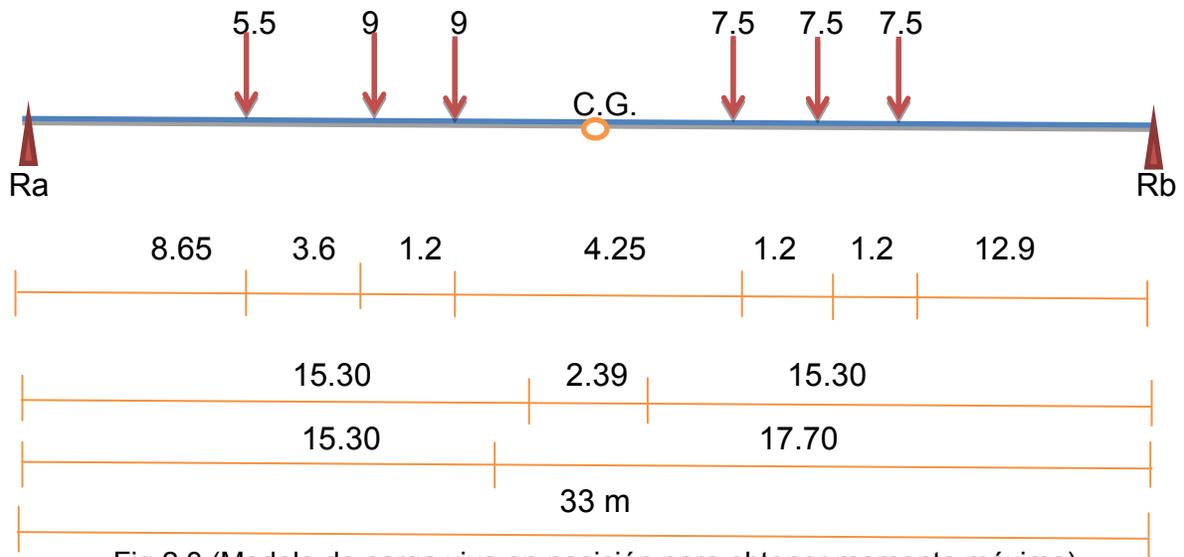


Fig.2.3 (Modelo de carga viva en posición para obtener momento máximo)

Momento máximo por el método de líneas de influencia: $y = \frac{ab}{l}$

a=15.30m

b= 17.70m

y= 8.20m

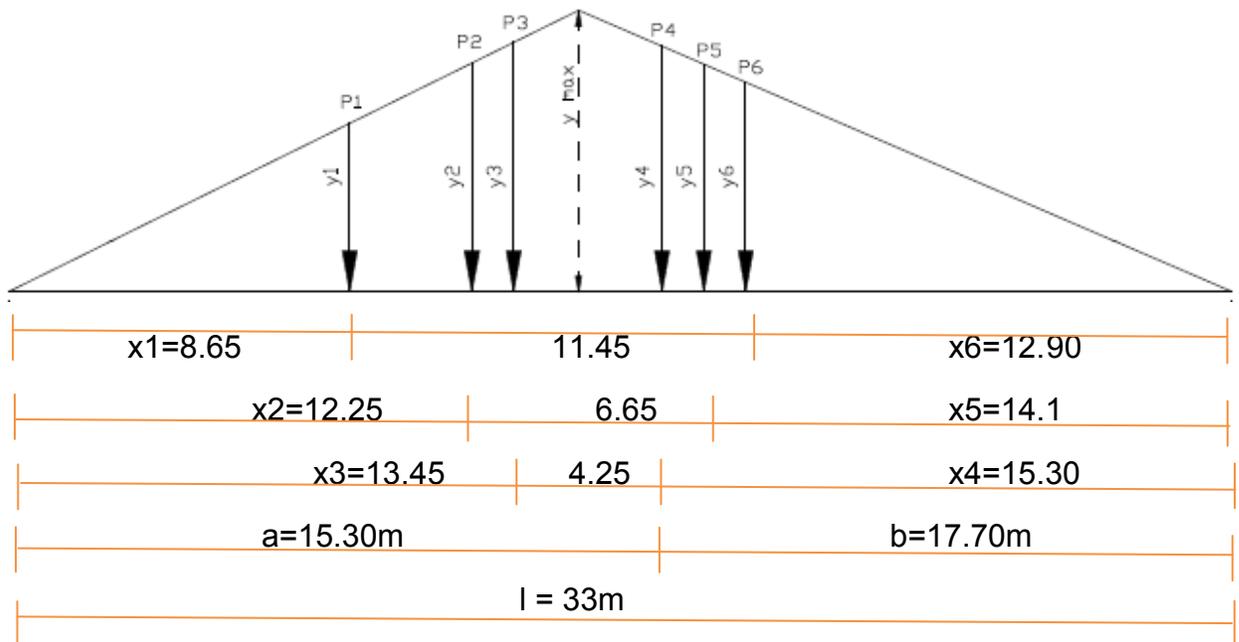


Fig.2.4 (Líneas de influencia en trabe intermedia)

Calculando y_1, y_2, y_3 :

	X_i (m)	Y_i (m)
a=	15.30	$y=$ 8.20
X1=	8.65	$Y1=$ 4.64
X2=	12.25	$Y2=$ 6.57
X3=	13.45	$Y3=$ 7.21
b=	17.70	$y=$ 8.20
X4=	15.30	$Y4=$ 7.09
X5=	14.10	$Y5=$ 6.53
X6=	12.90	$Y6=$ 5.98

Obteniendo el momento máximo: $\sum(P1 * Y1) + (P2 * Y2) + (P3 * Y3) + \dots = 298.25$

- Determinando cortantes por líneas de influencia.

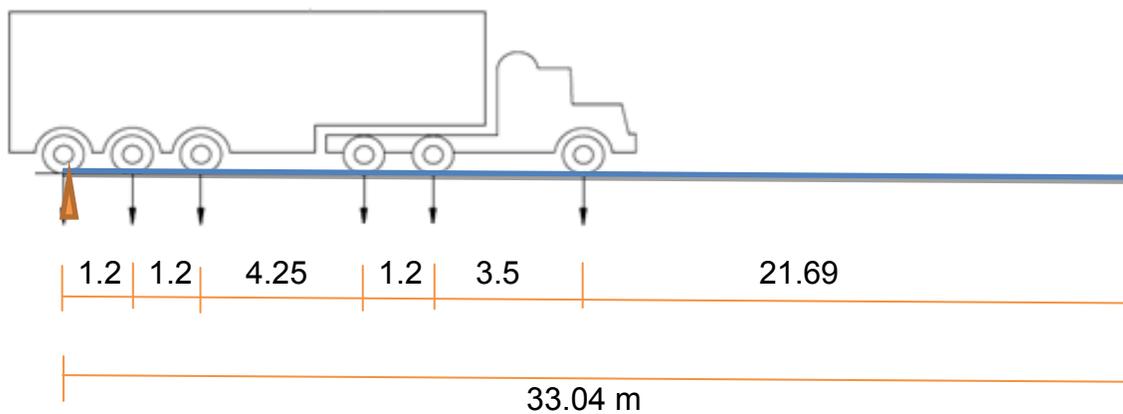


Fig.2.5 (Modelo de carga viva en posición para obtener cortante máximo)

	Carga			Carga			
X1=	0	1	7 ton	X1=	0	1	5.5 ton
X2=	31.84	0.96	7 ton	X2=	29.54	0.89	9 ton
X3=	30.64	0.93	7 ton	X3=	28.34	0.86	9 ton
X4=	26.39	0.80	9 ton	X4=	24.09	0.73	7 ton
X5=	25.19	0.76	9 ton	X5=	22.89	0.69	7 ton
X6=	21.69	0.66	5.5 ton	X6=	21.69	0.66	7 ton
	\sum38 ton			\sum36 ton			

Valor del cortante Máximo = 37.89 ton = 38 ton.

	Carga Movil	Momento Máximo	Cortante Máximo
Carril No 1 :	T3 S3	300	38
Carril No 2 :	T3 S3	300	38
Carril No 3 :	T3 S3	300	38
		Σ 900	Σ 114

Factor de Concentración

Debido a que es una sola trabe la que debe resistir los esfuerzos provocados por la carga viva, el factor de concentración es igual a la unidad.

$$F_c = 1$$

Factor de Presencia Múltiple

Reducción en la intensidad de las cargas: cuando se produzcan los máximos esfuerzos en cualquier miembro al cargar simultáneamente cualquier número de carriles de tránsito, se tomará los siguientes porcentajes de los esfuerzos resultantes de carga viva, considerando que es muy poco probable la coincidencia de todas las cargas para producir un máximo:

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

Tabla 3.6.1.1.2-1 pag.3-18

En esta etapa del diseño es importante analizar cual es el número de carriles cargados en la estructura que originan los mayores esfuerzos, para eso analizamos los siguientes dos escenarios:

- 1) que la carga viva transite solamente en dos carriles.
- 2) que la carga viva transite en los tres carriles de la estructura.

Momento T3 S3	No. Carriles	Factor Presencia Múltiple	Momento Final
300	1	1.20	360 ton*m
300	2	1.00	600 ton*m
300	3	0.85	765 ton*m

Por lo tanto, para el diseño de la travesía intermedia y portante el factor de presencia múltiple utilizado será de 0.85.

Determinación del Factor de Impacto.

Las fuerzas provocadas por la carga viva se deben de incrementar con un cierto porcentaje para tener en cuenta la vibración que provocan, así como el efecto de su aplicación súbita. Este incremento llamado impacto se determina con la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15.24}{(L+38.10)} = 1.21$$

Donde:

I=Factor de Impacto, no excederá del 30%

L= Longitud del Claro, m.

$$M_{CV+I} = \text{Mom Máx.} * \text{Factor Concentración} * F \text{ Presencia Múltiple} * \text{Impacto}$$

$$V_{CV+I} = \text{Mom Máx.} * \text{Factor Concentración} * F \text{ Presencia Múltiple} * \text{Impacto}$$

$$M_{CV+I} = 928.88 \text{ ton} * \text{m}$$

$$V_{CV+I} = 117.66 \text{ ton}$$

Esfuerzos de Flexión

Peso Propio

$$ESF_s = 1710.40 \text{ ton/m}^2 \quad ESF_s = \frac{M_{pp}}{S_s}$$
$$ESF_i = 637.95 \text{ ton/m}^2 \quad ESF_i = \frac{M_{pp}}{S_i}$$

Peso Losa

$$ESF_s = 834.90 \text{ ton/m}^2 \quad ESF_s = \frac{M_{losa}}{S_s}$$
$$ESF_i = 543.50 \text{ ton/m}^2 \quad ESF_i = \frac{M_{losa}}{S_i}$$

Carga Muerta Adicional

$$ESF_s = 75.24 \text{ ton/m}^2 \quad ESF_s = \frac{M_{gpb}}{S_s}$$
$$ESF_i = 48.98 \text{ ton/m}^2 \quad ESF_i = \frac{M_{gpb}}{S_i}$$

Carga Viva + Impacto

$$ESF_s = 631.48 \text{ ton/m}^2 \quad ESF_s = \frac{M_{cv+i}}{S_s}$$
$$ESF_i = 411.08 \text{ ton/m}^2 \quad ESF_i = \frac{M_{cv+i}}{S_i}$$

Carga	ESF s (ton/m ²)	ESF i (ton/m ²)
PoPo	1710.40	-637.95
Losa	834.9	-543.50
C.M.Adicional	75.24	-48.98
CV+Impacto	631.48	-411.08
	∑ 3252.01	∑ -1642 Esf X Contrarrestar

2.3 Revisión Trabe Intermedia

De acuerdo al plano original la trabe intermedia cuenta con 184 torones de presfuerzo acomodados en 4 camas de torones, como se observa en la imagen siguiente.

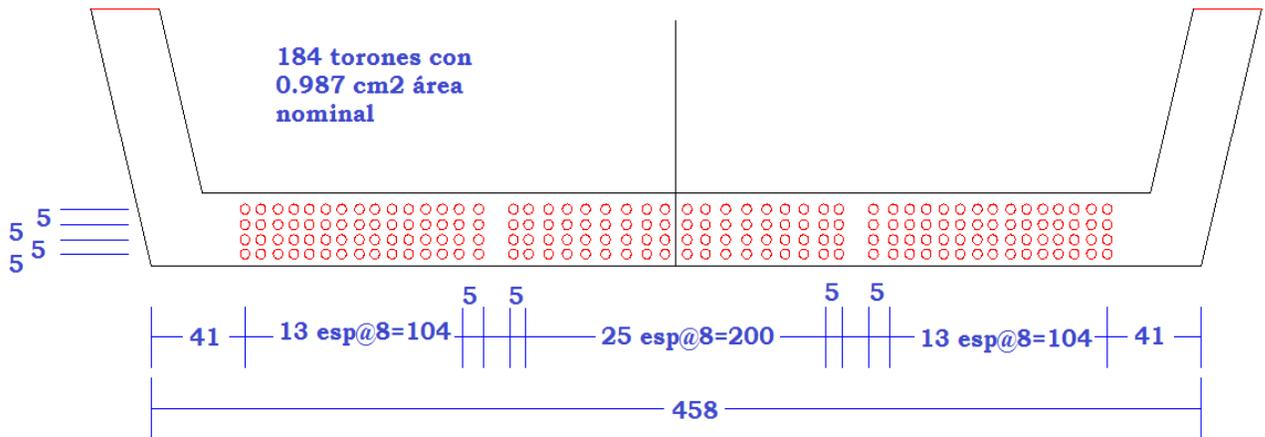


Fig.2.6 (Distribución de presfuerzo en plano original)

$$T = \#Torones * \text{Área Torón} * .65 f_{pu}$$

$$\#Torones = 184 \text{ pzas}$$

$$\text{Área de torón} = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$F_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 2242.9 \text{ ton}$$

	No.		Dist	
* No. de Torones en Cama #1 =	48	pzas	5	240
* No. de Torones en Cama #2 =	48	pzas	10	480
* No. de Torones en Cama #3 =	44	pzas	15	660
* No. de Torones en Cama #4 =	44	pzas	20	880
	Σ	184	ok	Σ 2260

$$* C = 12.28 \text{ cm}$$

$$* e = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{excentricidad} = Y_i - C$$

* ESF presf s = **-818.76** ton/m² $Esf_s = T \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right)$

* ESF presf i = **1537.52** ton/m² $Esf_i = T \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$

Comparación de Esfuerzos		
ESFi actuante	-1642	ton/m²
ESFi presfuerzo	+1537.52	ton/m²
Diferencia	-104.48	ton/m²

Como se puede observar en la tabla anterior, el esfuerzo actuante en la trabe es mayor que el esfuerzo producido por el presfuerzo, lo que indica que se debe de aumentar el número de torones en la trabe para eliminar esfuerzos de tensión en la parte inferior de la estructura.

Momento Último

* M_{cm} = **2157.3** ton*m $M_{cm} = M_{PoPo} + M_{losa} + M_{adic}$

* M_{cv+i} = **928.88** ton*m $M_u = \frac{1.3}{0.9} \left[M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cvi} \right]$

* M_u = **5352.23** ton*m

* d = **198.23** cm d = altura total - centroide

* A*s = **181.6** cm² $p^* = \frac{\#torones * A_{toron}}{br * d}$

* P* = **0.003639**

* F*su = **17905.26** kg/cm² $f^*su = f'_s \left[1 - \frac{0.5 p^* f_s}{f'_c} \right]$ Donde f_s=19000

Eje Neutro $E.N. = \frac{1.4 * d * P^* * f^*su}{f'_c}$

* E.N. = **30.13** cm

Es sección rectangular

* M_{ru} = **6025.57** ton * m $M_{ru} = A_s^* * f^*su * d \left[1 - \frac{0.6 P^* * f^*su}{f'_c} \right]$

El valor del Momento Resistente 6025.57 ton*m es mayor al del Momento Ultimo 5352 ton*m por lo tanto la sección es adecuada.

2.4 Diseño de Trabe Intermedia.

Determinación de Presfuerzo

Para el diseño de esta superestructura se utilizarán torones de $1/2$ " de diámetro y se propone utilizar 198 torones distribuidos en cuatro camas:

- Cama de Torones No: 1 con 62 pzas colocados a 5 cm de la parte inferior de la trabe.
- Cama de Torones No:2 con 48 pzas colocados a 10 cm de la parte inferior de la trabe
- Cama de Torones No:3 con 44 pzas colocados a 15 cm de la parte inferior de la trabe
- Cama de Torones No:4 con 44 pzas a 20 cm de la parte inferior de la trabe.

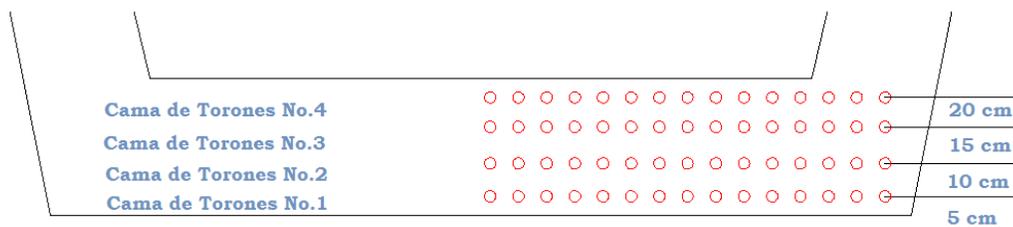


Fig.2.7 (Distancia de cama de torones a lecho inferior de trabe)

En la tabla 5.9.3-1 de las normas AASHTO señala que el esfuerzo temporal previo a pérdidas máximo permitido en los torones es de $0.70 f_{pu}$. En este proyecto se tomará el valor de 0.65 como factor de seguridad en el diseño, quedando por debajo del 0.70 máximo permitido.

Condición	Cable aliviado de tensiones y barras lisas de alta resistencia
	Pretensado
Inmediatamente antes de la transferencia ($f_{pt} + \Delta f_{pES}$)	0,70 f_{pu}
En estado limite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	0,80 f_{py}

Tabla 5.9.3-1 pag.5-81

$$T = \# \text{Torones} * \text{Área Torón} * 0,65 f_{pu}$$

Tensión (T) = 2413.5 ton teniendo los torones una separación mínima de 5cm.

	No.		Dist	
* No. de Torones en Cama #1 =	62	pzas	5	310
* No. de Torones en Cama #2 =	48	pzas	10	480
* No. de Torones en Cama #3 =	44	pzas	15	660
* No. de Torones en Cama #4 =	44	pzas	20	880
	Σ 198	ok	Σ	2330

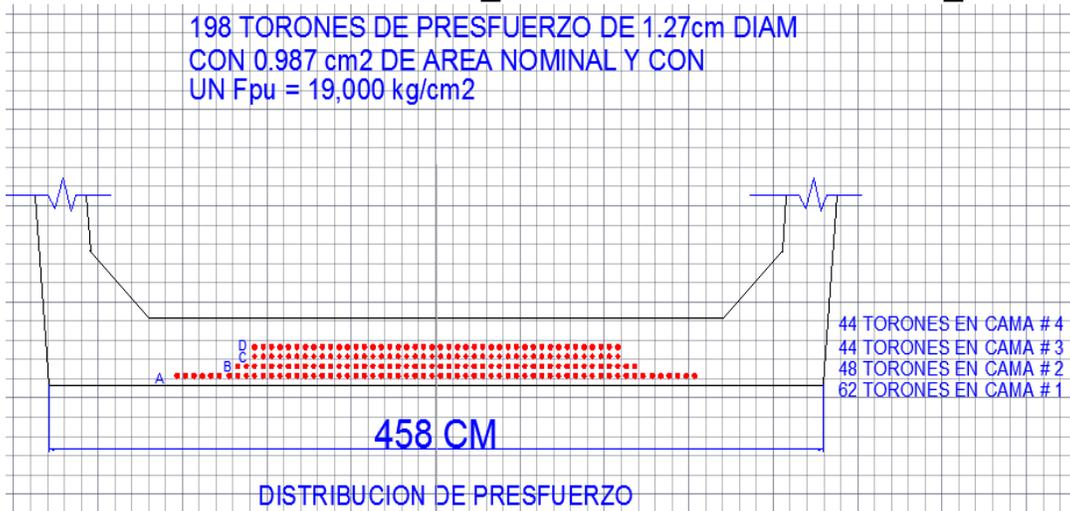


Fig.2.8 (Distribución del acero de presfuerzo en trabe intermedia)

* C = 11.77 cm

* e = 0.37 m excentricidad = $Y_i - C$

* ESF presf s = -907.03 ton/m² $Esfs = T \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right)$

* ESF presf i = 1664.19 ton/m² $Esfi = T \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$

Comparamos el Esfuerzo por Presfuerzo y lo comparamos con el Esfuerzo por Operación y tenemos que: $1664.2 \text{ ton/m}^2 > 1642 \text{ ton/m}^2$ por lo tanto el número de torones propuesto es adecuado.

Carga	Esf s	ton/m ²	Esf i	ton/m ²
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Peso Propio	1710.4	1710.4	-638	-638
Presfuerzo	-907	803.4	1664.2	1026.2
Losa	834.9	1638.3	-543.5	482.7
CM Adicional	75.2	1713.5	-49	433.8
CV+I	631.5	2345.0	-411.1	22.7
		Σ 2345.0		Σ 22.7

Diagrama de Esfuerzos:

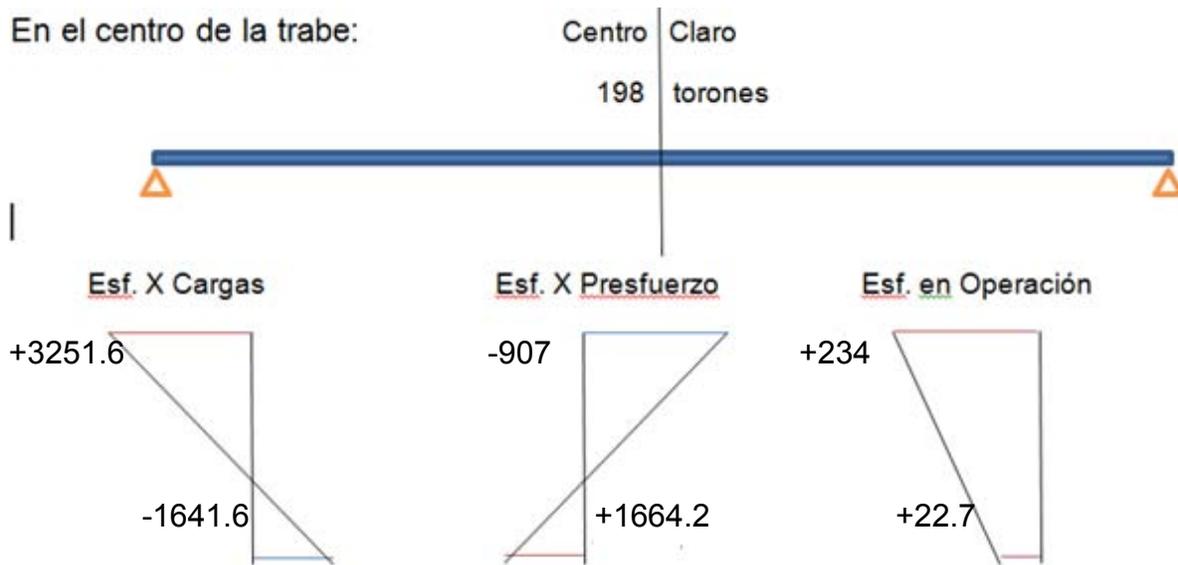


Fig.2.9 (Diagrama de esfuerzos en centro del claro)

Revisión de Esfuerzos posteriores a Pérdidas.

En las siguientes tablas obtenidas de las normas AASHTO se muestran los límites de compresión y tensión en el concreto posteriores a pérdidas.

Ubicación	Tensión límite
<ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	0,45 f'_c (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	0,45 f'_c (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes 	0,40 f'_c (MPa)

Tabla 5.9.4.2.1-1, pag.5-84

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas	
	<ul style="list-style-type: none"> • Para componentes con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión moderadas 	$0,25\sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> • Para componentes con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severa 	$0,25\sqrt{f'_c}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> • Para componentes con tendones de pretensado no adherentes 	Tracción nula

Tabla 5.9.4.2.2-1, pag.5-84

Esfuerzos de servicio posteriores a pérdidas:

- Compresión en concreto: $0.45f'_c = 2700$ ton/m² límite máximo

Tensión en concreto: $0.25\sqrt{f'_c} = -61.2$ ton/m² límite máximo

Se comparan los esfuerzos actuantes con los permisibles:

ESFs = +2344.98 ton/m² que debe ser menor que:
 $+ESF_s = 2344.98$ debe ser menor que: 2700 ton/m², por lo tanto es correcto

ESFi = -22.68 ton/m² que debe ser mayor que: $ESF_i = 22.68$ debe ser mayor que: -
 61.2 ton/m², por lo tanto es correcto

Revisión de Esfuerzos antes de Pérdidas.

En el punto 5.9.4.1.1 de las normas AASHTO señala que el límite de esfuerzo a compresión del concreto antes de pérdidas será de $0.60 f'_c$

f'_{ci} = Resistencia del concreto al instante del presfuerzo inicial, en esta revisión se determina que el presfuerzo se realizó hasta que el concreto adquirió toda su resistencia, por lo que $f'_{ci} = f'_c$.

* Compresión en Concreto: $0.60f'_{ci}$ 3600 ton/m2 límite máximo

* Iniciamos suponiendo un porcentaje de pérdidas = 0.18

* ESF s PoPo = 1710.4 ton/m2

* ESF i PoPo = 638.0 ton/m2

* ESF s Presf = 907.0 ton/m2

* ESF i Presf = 1664.2 ton/m2

Comparamos los esfuerzos superiores e inferiores antes de pérdidas:

$$ESF_s = 604.3 \text{ ton/m}^2 \quad Esf \ s \ PoPo + \frac{Esf \ Presf}{100\% - \%} \text{ debe ser mayor que: } 0$$

$$ESF_i = 1391.6 \text{ ton/m}^2 \quad Esf \ i \ PoPo + \frac{Esf \ Presf}{100\% - \%} \text{ debe ser menor que: } 3600 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la trabe pasa la revisión de Esfuerzos antes de Pérdidas.

Pérdidas por Presfuerzo.

Contracción: la pérdida por contracción viene dada por la siguiente fórmula:
 $SH = 17,000 - 150RH$; donde RH es la humedad relativa del ambiente en la época en que se construye la trabe.

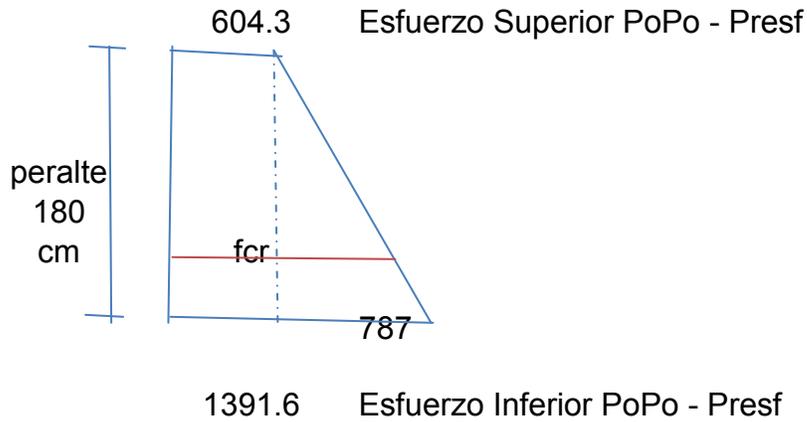
Sin embargo, a falta de poder conocer con certeza el valor de la humedad relativa, hemos tomado el valor de la contracción igual al valor de la resistencia del concreto de la siguiente manera: $SH = f'_c$ por lo tanto, $SH = 600 \text{ kg/cm}^2$.

Acortamiento Elástico: La pérdida por acortamiento elástico está determinado por la expresión: $ES = \frac{E_S}{E_C} * f_{cr}$ donde;

$E_s = 2100000$ es el módulo de elasticidad del acero.

$E_c = 36742$ es el módulo de elasticidad del concreto.

*Esfuerzos antes de Pérdidas



* Interpolación lineal:

180 ----- 787.3

Peralte - C 168.2 ----- 735.8

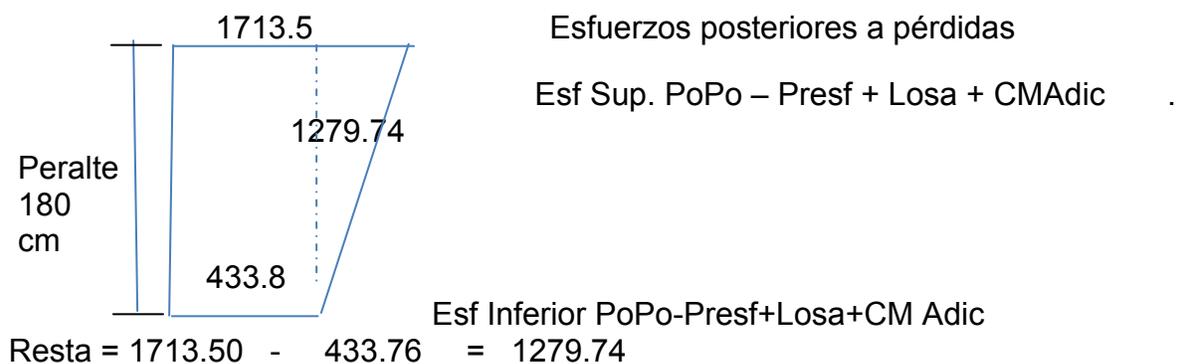
* Fcr = 1340.1 ton/m²

* Es = 2100000

* Ec = 367423 $E_c = 15000 \sqrt{f'c}$

* ES = 765.9 kg/cm² $ES = (Es/Ec) * fcr$

Escurrimiento Elástico: Se obtiene mediante la expresión: $CRC = 12fcr - 7fcd$.



Interpolación lineal: 180.00 ----- 1279.74
 11.8 83.7

$$f_{cd} = 517.4 \text{ ton/m}^2.$$

Por lo que al sustituir valores en $CRc = 12(1340) - 7(517)$ tenemos que:
 $CRc = 1245.9 \text{ kg/cm}^2.$

Relajación Inmediata: Para obtener la pérdida por relajación inmediata solo es necesario sustituir valores: $CRs = 351.85 - 0.1ES - 0.05(CRc + SH).$

$$CRs = 183 \text{ kg/cm}^2$$

Pérdidas Totales: Es la suma de las cuatro pérdidas anteriores:
 $\Delta t = ES + SH + CRc + CRs$

$$\Delta t = 183 + 1245.9 + 765.9 + 600 = 2794.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta t = 183 + 1245.9 + 765.9 + 600 = 2794.7 \text{ kg/cm}^2$$

* $\Delta t =$	2794.78 kg/cm ²
* Esfuerzo Permanente =	<u>12350</u> kg/cm ²
* Esfuerzo Inicial Gateo =	
Σ	15145 kg/cm ²
* % $\Delta t =$	18.5 % de pérdidas reales

2.5 Diseño por Tensión Diagonal.

Obtenemos el valor del cortante total de la carga muerta actuando en la estructura como la suma producida por el peso propio de la trabe, losa, banqueteta, guarnición, parapeto y ménsula extrema. Posteriormente se obtiene el cortante producido por la carga viva del T3S3.

* VCM =	299.6 ton	$V_{cm} = V_{PoPo} + V_{losa} + V_{adic} + V_{men}$
* VCV+I=	117.66 ton	
* $V_u =$	716.0 ton	$V_u = \frac{1.3}{0.9} [V_{cm} + \frac{5}{3} V_{cvi}]$
* n =	5.7	

		$n = E_s / E_c$
* $f_y =$	4200 kg/cm ²	
* $f_s =$	1680 kg/cm ²	$f_s = 0.4 f_y$
* $f_c =$	270 kg/cm ²	$f_c = 0.45 f'_c$
* $K =$	0.48	$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$
* $J =$	0.84	$J = 1 - K/3$
* $d =$	168.2 cm	$d =$ peralte - centroide
* $b' =$	30.0 cm	$b' =$ espesor del alma

Se obtiene el cortante que resiste el concreto:

* $V_{c1} =$	152.69 ton	$V_c = .06 f'_c * b' * J * d$
* $V_{c2} =$	53.44 ton	$V_c = 12.6 b' * J * d$
* RIGE =	53.44 ton que soporta el concreto	
* $A_v =$	0.558 sep	$A_v = \frac{(V_u - V_c) sep}{2 f_y * J * d}$

Utilizando Estribos con No. de Ramas: 4 ramas Varilla del No: 5 = 1.99cm² y una Separación = 14cm

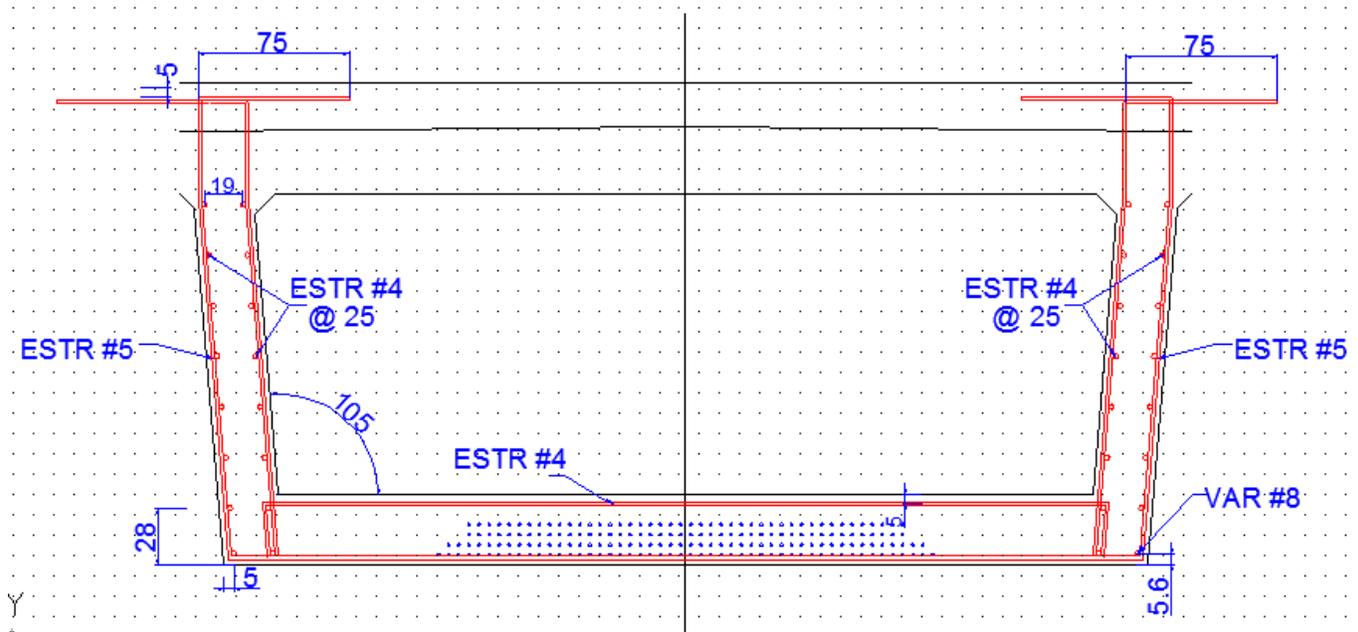


Fig.2.10 (Distribución del acero de refuerzo en trabe intermedia)

*Armado Sugerido:	De: (m)	Hasta: (m)
Estribos @ 14 cm 14 cm	0	8.26
Estribos @ 20 cm 20 cm	8.26	12.26
Estribos @ 25 cm 25 cm	12.26	17.0

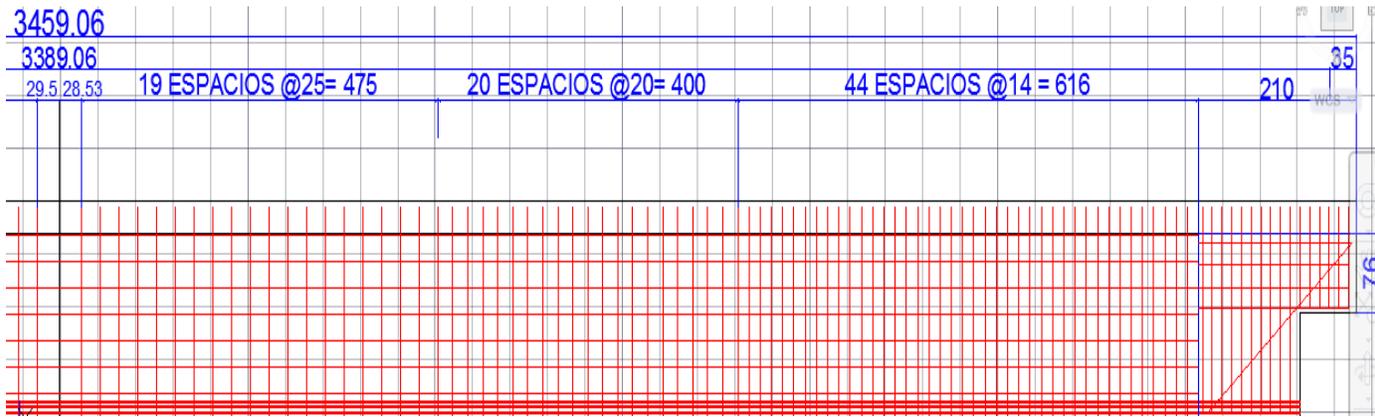


Fig.2.11 (Distribución del acero de refuerzo en trabe intermedia vista lateral)

2.6 Revisión por Momento Último.

Obtenemos el valor del momento flexionante total de la carga muerta actuando en la estructura como la sumatoria del momento producida por el peso propio de la trabe, losa, banqueta, guarnición, parapeto y ménsula extrema. Posteriormente se obtiene el momento producido por la carga viva del T3S3.

* M _{cm} =	2157.3 ton*m	$M_{cm} = M_{PoPo} + M_{losa} + M_{adic}$
* M _{cv+i} =	928.88 ton*m	$M_u = \frac{1.3}{0.9} [M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cvi}]$
* M _u =	5352.23 ton*m	
* d =	198.23 cm	d = altura total - centroide

* A*s = 195.43 cm²

* P* = 0.0039

$$p^* = \frac{\#torones * A_{toron}}{br * d}$$

* F*su = 17821.92 kg/cm²

Donde
 $f^*su = f's \left[1 - \frac{0.5 p^* f's}{f'c} \right]$ fs=19000

Eje Neutro

* E.N. = 32.28 cm

$$E.N. = \frac{1.4 * d * P^* * f^*su}{f'c}$$

Es sección rectangular

* M ru = 6422.31 ton * m

$$Mru = As^* * f^*su * d \left[1 - \frac{0.6P^* * f^*su}{f'c} \right]$$

El valor del Momento Resistente 6422.31 ton*m es mayor al del Momento Ultimo 5352 ton*m por lo tanto la sección es adecuada.

2.7 Longitudes de Desadherencia.

Vamos a proponer que por lo menos el 30% de los torones estén adheridos en toda la longitud de la trabe, es decir, 66 torones estarán actuando a lo largo de la superestructura.

Los torones que siempre estarán adheridos son: 44 torones de la cama No:4 y 22 torones de la cama No:3.

	TOTAL:	POR ADHERIR:
* No. de torones en cama #1 =	62	62
* No. de torones en cama #2 =	48	48
* No. de torones en cama #3 =	44	22
* No. de torones en cama #4 =	44	0
Σ	198	Σ 132

Correcto

Procedemos a obtener los esfuerzos producidos por los 66 torones adheridos en el extremo de la trabe.

* Esfuerzos en la Zona de Apoyo:

* $T = 804.5$ ton $T = \#Torones * Area Toron * .65 L.R.$

* $C = 18.3$ cm

* $e = 0.31$ m $e = Yi - C$

* $Esf s = -192.0$ ton/m² $Esf s = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{Ss} \right]$ trabe sola

* $Esf i = 513.6$ ton/m² $Esf i = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{Si} \right]$

Primer Grupo de Desadherencia.

En esta primera etapa optamos por adherir 22 torones de la cama No:3 y 4 torones de la cama No:2 a una longitud de 1.00m a partir del extremo de la trabe.

POR ADHERIR:	DIST:	ADHERIMOS TORONES:	
62	5	0	0
48	10	4	40
22	15	22	330
0	20	0	0
0	25	0	0
<hr/>		<hr/>	
Σ 132		Σ 26	370

Obtenemos los esfuerzos actuantes en la trabe a 1.00m a partir del extremo:

a) ESFUERZOS POR CARGAS

$$K = 1 - \left[\frac{L/2 - d}{L/2} \right]^2$$

K = 0.11

ESF s = 3252.01

ESF i = -1641.52

* ESF s = 365.19 ton/m² $ESF_s = ESF_s * K$

* ESF i = -184.34 ton/m² $ESF_i = ESF_i * K$

Los esfuerzos por presfuerzo a la izquierdo son:

* ESF s = -192.0 ton/m²

* ESF i = 513.6 ton/m²

Obtenemos los esfuerzos producidos por la adherencia de los 26 torones:

c) ESFUERZOS POR PRESFUERZO A LA DERECHA

* T = 1121.4 ton $T = \#Torones * Area\ Toron * .65\ L.R.$

* C = 14.23 cm

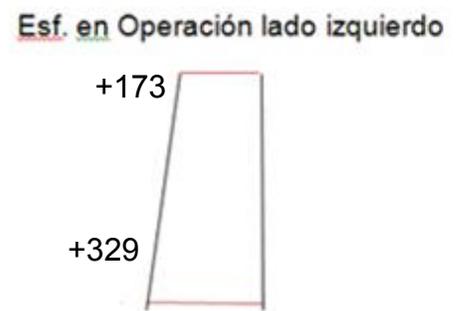
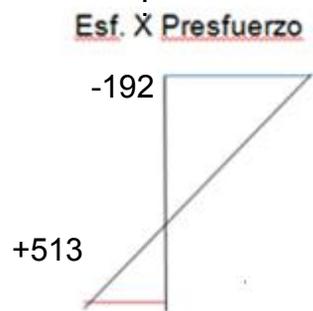
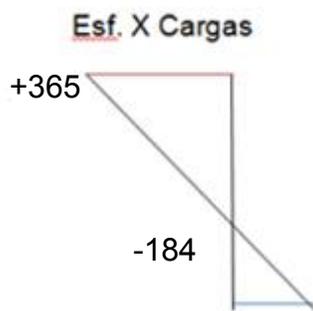
* e = 0.35 m $e = Y_i - C$

* ESF s = -363.73 ton/m² $Esf_s = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right]$

* ESF i = 751.73 ton/m² $Esf_i = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right]$

Finalmente realizamos un Diagrama de Esfuerzos:

A un metro del extremo:



Lado derecho:

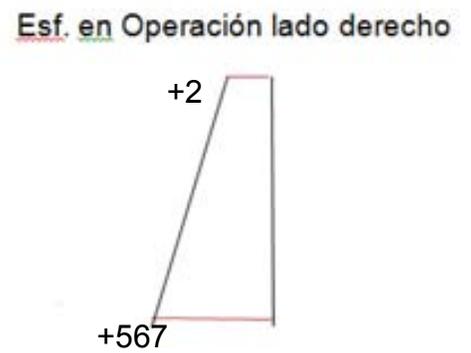
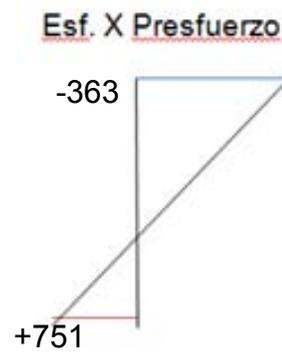
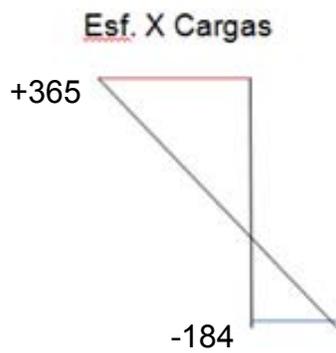


Fig.2.12 (Diagrama de esfuerzos a un metro del extremo de la trabe)

Segundo Grupo de Desadherencia.

En esta segunda etapa optamos por adherir 36 torones de la cama No:2 a una longitud de 2.00m a partir del extremo de la trabe.

POR ADHERIR:	DIST:	ADHERIMOS TORONES:	
62	5	0	0
44	10	36	360
0	15	0	0
0	20	0	0
0	25	0	0
<hr/> <hr/> Σ 106		<hr/> <hr/> Σ 36	<hr/> <hr/> 360

Obtenemos los esfuerzos actuantes en la trabe a 2.00m a partir del extremo:

a) ESFUERZOS POR CARGAS

$$K = 1 - \left[\frac{L/2 - d}{L/2} \right]^2$$

* K = 0.218 ESF s = 3252.01 ESF i = -1641.52

* ESF s = 708.64 ton/m²

$$ESF s = ESF s * K$$

* ESF i = -357.70 ton/m²

$$ESF i = ESF i * K$$

Los esfuerzos por presfuerzo a la izquierda son:

* ESF s = -363.73 ton/m²

* ESF i = 751.73 ton/m²

Obtenemos los esfuerzos producidos por la adherencia de los 36 torones:

* T = 1560.25 ton

$$T = \#Torones * Area Toron * .65 L.R.$$

* C = 10.00 cm

$$e = Y_i - C$$

* e = 0.39 m

$$Esf s = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right]$$

* ESF s = -644.00 ton/m2

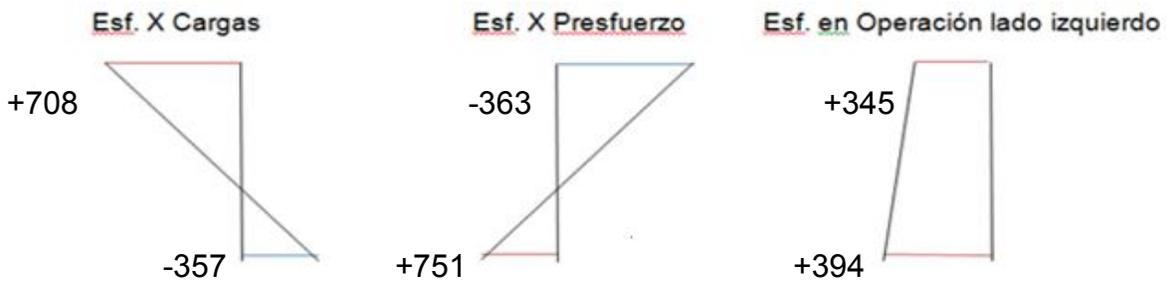
* ESF i = 1097.34 ton/m2 $Esf\ i = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{Si} \right]$

Finalmente realizamos un Diagrama de Esfuerzos:

A dos metros del extremo:



Del lado izquierdo:



Lado derecho:

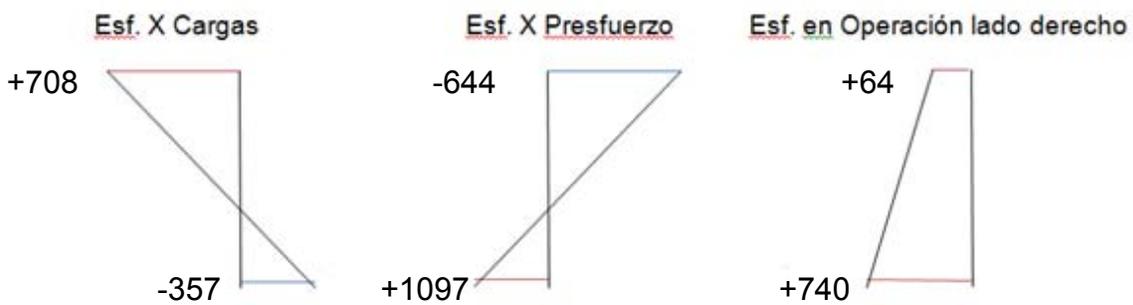


Fig.2.13 (Diagrama de esfuerzos a dos metros del extremo de la trabe)

* C = 6.54 cm

* e = 0.42 m $e = Yi - C$

* ESF s = -910.60 ton/m2 $Esf\ s = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{Ss} \right]$

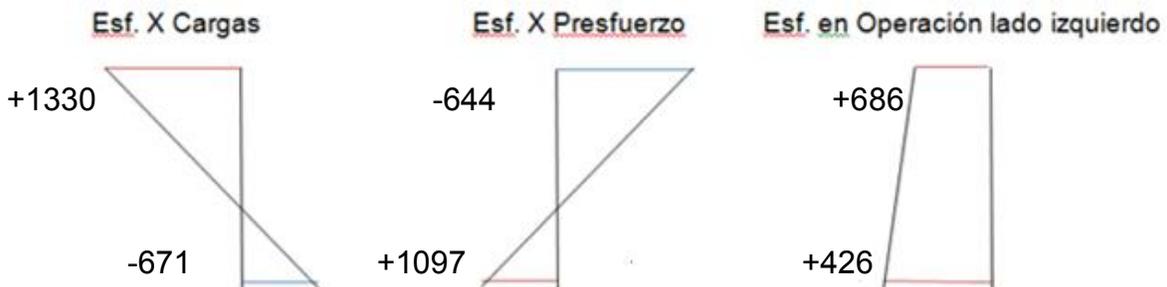
* ESF i = 1370.88 ton/m2 $Esf\ i = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{Si} \right]$

Finalmente realizamos un Diagrama de Esfuerzos:

A cuatro metros del extremo:



De lado izquierdo:



Lado derecho:

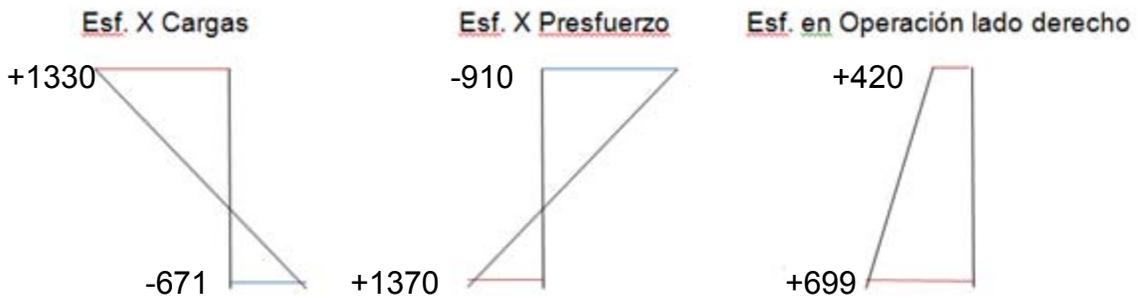


Fig.2.14 (Diagrama de esfuerzos a cuatro metros del extremo de la trabe)

Cuarto Grupo de Desadherencia

En esta cuarta etapa optamos por adherir 18 torones de la cama No:1 a una longitud de 7.00m a partir del extremo de la trabe.

POR ADHERIR:	DIST:	ADHERIMOS TORONES:	
44	5	18	90
0	10	0	0
0	15	0	0
0	20	0	0
0	25	0	0
<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black;"/> Σ 44		<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black;"/> Σ 18	<hr style="width: 100%; border: 0.5px solid black;"/> Σ 90

Obtenemos los esfuerzos actuantes en la trabe a 7.00m a partir del extremo:

a) ESFUERZOS POR CARGAS $K = 1 - \left[\frac{L/2 - d}{L/2} \right]^2$

*
K = 0.646

ESF s: 3252.01 ESF i: -1641.52

* ESF s = 2099.7 ton/m² $ESF s = ESF s * K$

* ESF i = -1059.9 ton/m² $ESF i = ESF i * K$

Los esfuerzos por presfuerzo a la izquierdo son:

* ESF s = -910.6 ton/m²

* ESF i = 1370.9 ton/m²

Obtenemos los esfuerzos producidos por la adherencia de los 18 torones:

* T = 2096.59 ton $T = \#Torones * Area Toron * .65 L.R.$

* C = 5.0 cm
0.44 m $e = Yi - C$

* e =

* ESF s = -1084.4 ton/m² $Esf\ s = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{Ss} \right]$

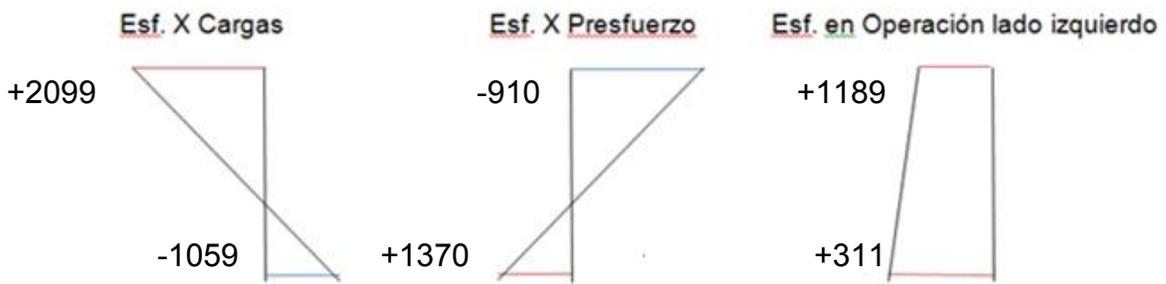
* ESF i = 1556.3 ton/m² $Esf\ i = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{Si} \right]$

Diagrama de Esfuerzos:

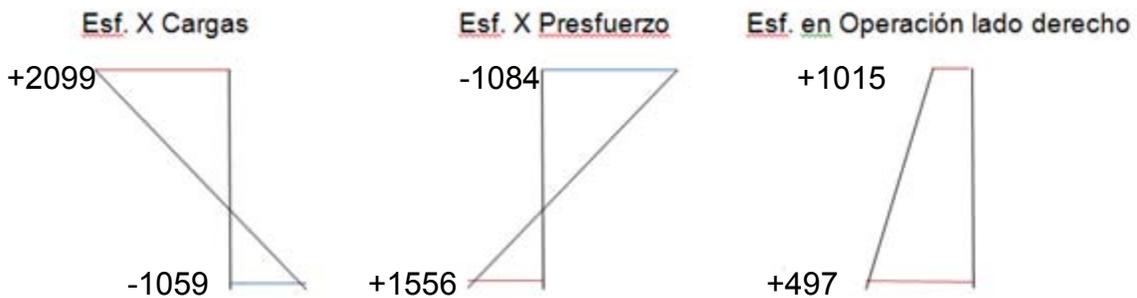
A siete metros del extremo:



De lado izquierdo:



Lado derecho:



* ESF s = **-1185.31** ton/m² $Esf\ s = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right]$

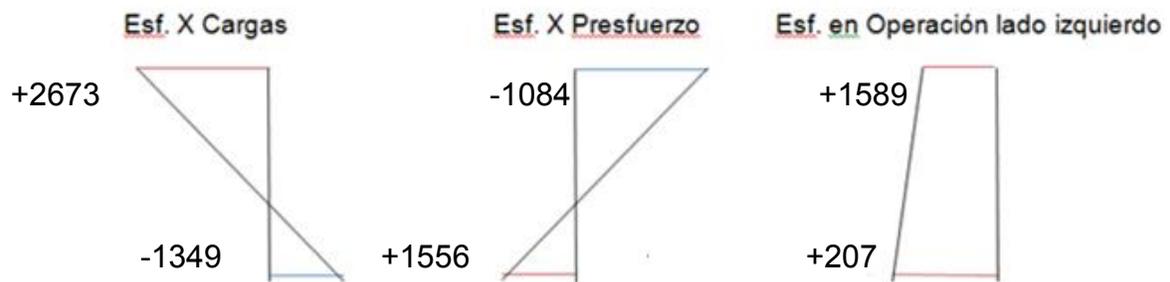
* ESF i = **1701.02** ton/m² $Esf\ i = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right]$

Diagrama de Esfuerzos:

A diez metros del extremo:



Lado izquierdo:



Lado derecho:

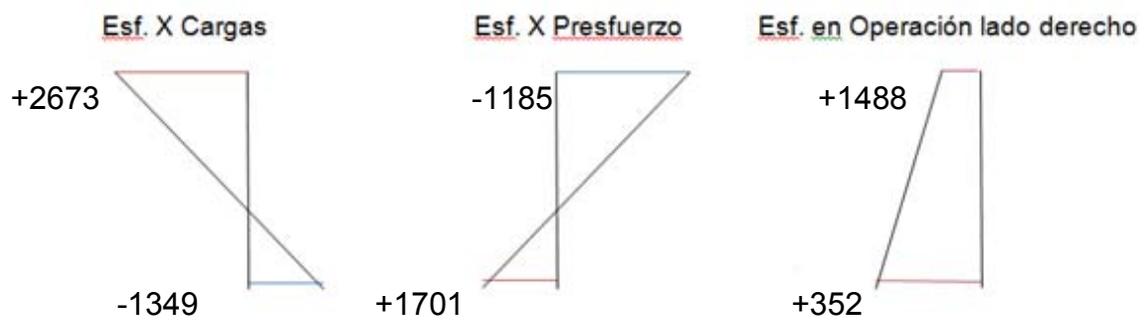


Fig.2.16 (Diagrama de esfuerzos a diez metros del extremo de la trabe)

Sexto Grupo de Desadherencia

En esta sexta etapa optamos por adherir 10 torones de la cama No:1 a una longitud de 13.00m a partir del extremo de la trabe.

POR		DIST:	ADHERIMOS TORONES:	
ADHERIR:				
10		5	10	50.0
0		10	0	0.0
0		15	0	0.0
0		20	0	0.0
0		25	0	0.0
<hr/>			<hr/>	
Σ	10		Σ	10
				50.0

Obtenemos los esfuerzos actuantes en la trabe a 13.00m a partir del extremo

a) ESFUERZOS POR CARGAS
$$K = 1 - \left[\frac{L/2 - d}{L/2} \right]^2$$

K = 0.94

ESF s: 3252.01 ESF i: -1641.52

* ESF s = 3051.46 ton/m2 $ESF_s = ESF_s * K$

$ESF_i = ESF_i * K$

* ESF i = -1540.28 ton/m2

Los esfuerzos por presfuerzo a la izquierdo son:

* ESF s = -1185.31 ton/m2

* ESF i = 1701.02 ton/m2

Obtenemos los esfuerzos producidos por la adherencia de los 10 torones:

* T = 2413.51 ton $T = \#Torones * Area Toron * .65 L.R.$

* C = 5.0 cm
0.44 m

$e = Yi - C$

* e =

* ESF s = **-1248.36** ton/m² $Esf\ s = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right]$

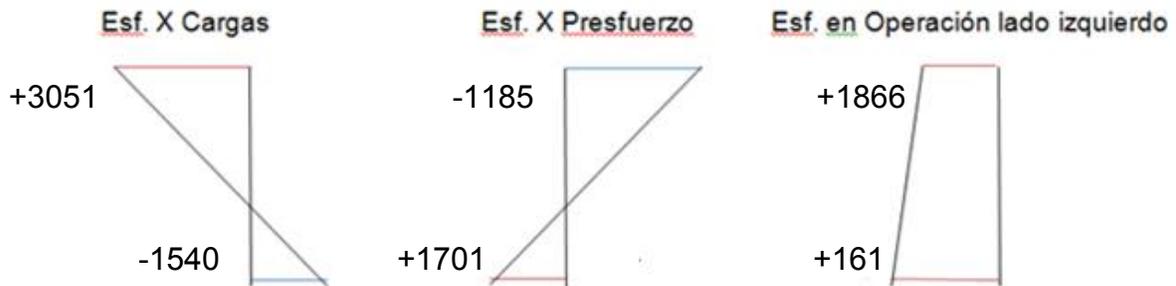
* ESF i = **1791.50** ton/m² $Esf\ i = T \left[\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right]$

Diagrama de Esfuerzos:

A trece metros del extremo:



Lado izquierdo:



Lado derecho:

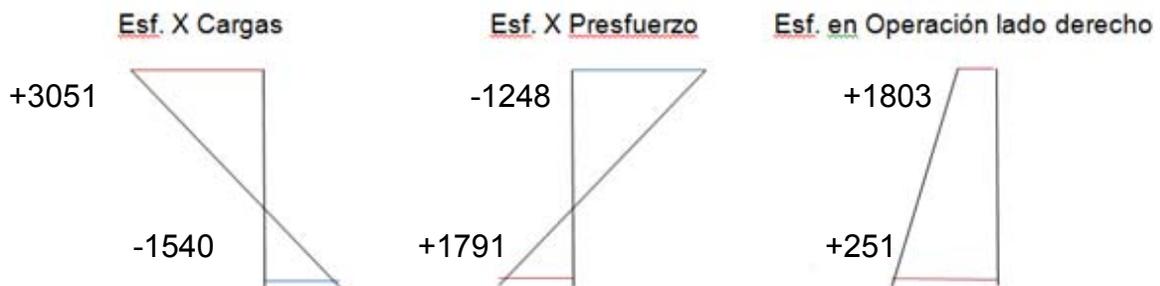


Fig.2.17 (Diagrama de esfuerzos a trece metros del extremo de la trabe)

2.8 Ménsula Extrema.

Finalmente llevaremos a cabo el diseño de las ménsulas macizas que se encuentran en los extremos de las traveses para garantizar la resistencia de la superestructura al cortante existente.

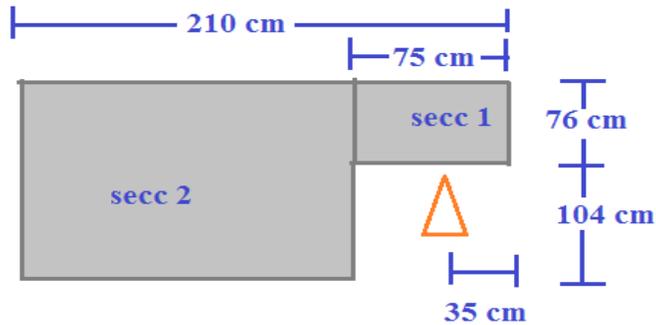


Fig.2.18 (Ménsula de apoyo de trabe intermedia en vista lateral)

El procedimiento consiste en determinar la descarga total de cortante en la ménsula. A partir de la forma geométrica de la ménsula obtenemos su peso:

	Altura	Base	Ancho	Concreto	Peso
W secc1	0.76	0.75	5.26	2.4	7.2
W secc2	1.8	1.35	4.82	2.4	28.1
					35.3

W ménsula = 35.3 ton

*Descarga Vertical Carga Muerta:

$$V_{cm} = V_{PoPo} + V_{losa} + V_{gpb} = \mathbf{260.57} \quad \text{ton}$$

*Descarga Vertical Carga Viva :

$$V_{cv} = V_{T3S3} = \mathbf{117.66} \quad \text{ton}$$

$$\text{Descarga Total } V = \mathbf{413.5 \text{ ton}} \quad V = V_{CM} + V_{CV} + V_{MEN}$$

Momento en la sección a-a

brazo = 0.40 m

V = 413.5 ton

Momento Secc a-a = 165.40 ton*m momento a paño de trabe

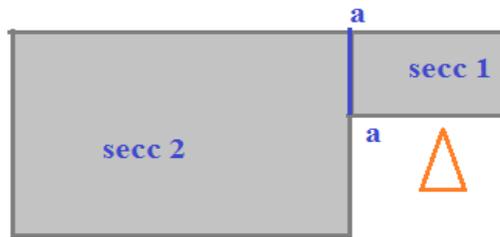


Fig.2.19 (Revisión del momento en la sección a –a de la ménsula de apoyo)

*Revisión de Peralte:

b = 525.73 cm

Peralte d = 46.1 cm

$$d = \sqrt{\frac{M}{14.8 * b}}$$

Comparamos dmin con el valor dpropuesto

46.1 < 66
cm cm

fs = 1680

J = 0.84

d = 66 cm

As=181.8

$$As = \frac{Md}{fs * J * d}$$

Utilizando varillas del No: 8 con as: 5.07

No. de Varillas = 36 pzas @ 15 cm

Revisión de Sección Diagonal

$$\cos 45^\circ = 0.7071$$

$$\text{Descarga Total } P = 292.4 \text{ ton} \quad P = V * \cos 45^\circ$$

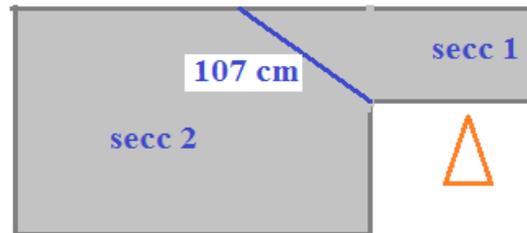


Fig.2.20 (Revisión de la sección diagonal de la ménsula de apoyo)

$$\text{Dist Diagonal} = 107 \text{ cm}$$

$$\text{DD2} = \text{Dist Diag}/2 = 54 \text{ cm}$$

$$Z = \text{Dist de V a Paño} = 40 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 82 \text{ cm} \quad Y_1 = \text{DD2} + Z \cos 45^\circ$$

$$Y_2 = 28 \text{ cm} \quad Y_2 = Z \cos 45^\circ$$

$$\text{Mom Diag} = 321.8 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

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

$$d = 77 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{2Md}{f_c * K * b * J}}$$

Comparamos d_{min} con d_{real} y tenemos que:

$$77 \text{ cm} < 100 \text{ cm}$$

$$A_s = 225.7 \quad A_s = \frac{Md}{f_s * J * d}$$

Utilizando Varillas del No.8 con 5.07

$$\text{No. Var} = 45 \text{ pzas @ } 11$$

Refuerzo por Cortante

Para el diseño de la ménsula por cortante se tomará en cuenta que todo el cortante lo tomará el acero e refuerzo.

Proponemos el uso de varillas del No: 8 con as: 5.07

Con número de ramas: 10 y una separación de 12 cm

$$J = 0.84$$

$$f_s = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 50.7 \text{ cm}^2$$

$$A_v = a_s * \# \text{ ramas}$$

$$d = 76 \text{ cm}$$

$$V_{resist} = 453.1 \text{ ton}$$

$$V_r = \frac{A_v * f_s * J * d}{Sep}$$

Comparamos Descarga Total V con
Vresist:

$$\begin{array}{ccc} 453.1 & > & 413.5 \\ \text{ton} & \text{ok} & \text{ton} \end{array}$$

Refuerzo por Momento Friccionante

$$\mu = 0.6$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{max} = 413500 \text{ kg}$$

$$A_{sf} = 344.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = \frac{V_{max}}{f_s * \mu}$$

Utilizando Varillas del No: 8 con as: 5.07

No. Var = 70 pzas.

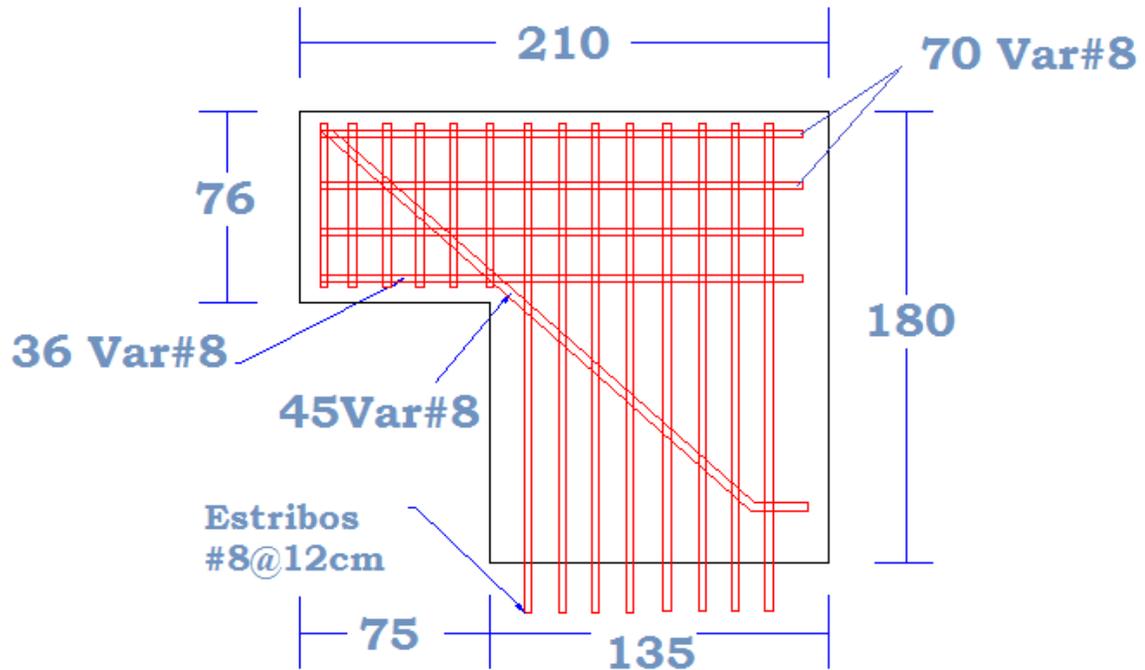


Fig.2.21 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista lateral)

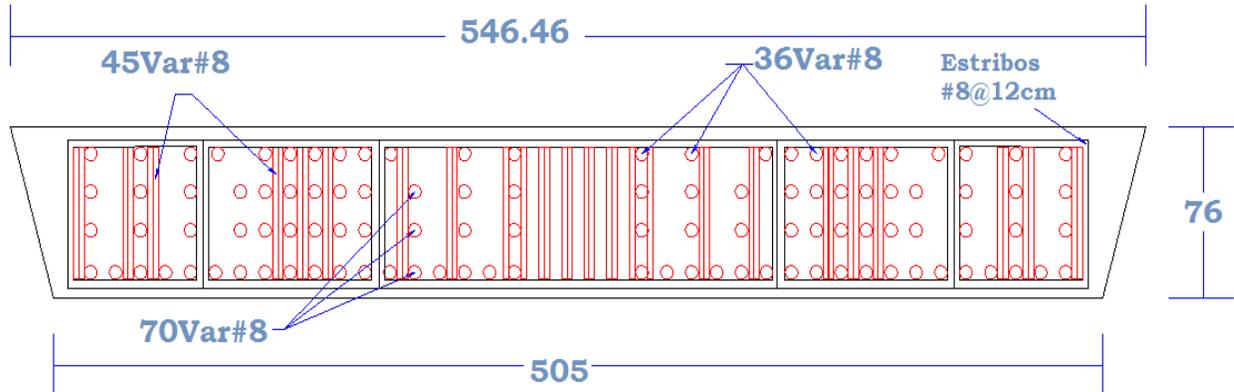


Fig.2.22 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista transversal)

2.9 Losa en Voladizo.

Primero se determina la distancia del volado al centroide del parapeto, banquetta y guarnición como se muestra en la siguiente figura:

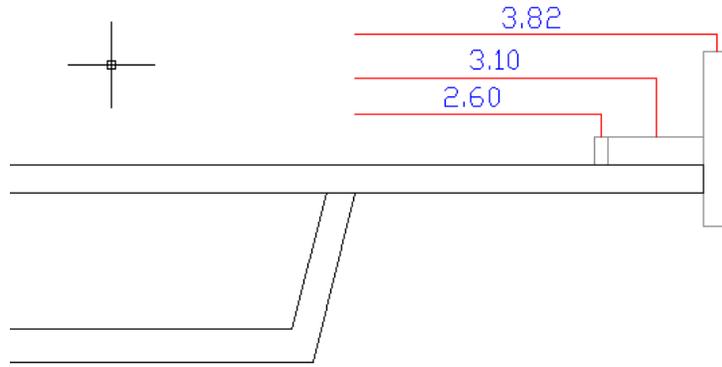


Fig.2.23 (Losa en voladizo: distancias a partir de paño de trabe cajón)

Posteriormente se obtiene el peso de cada uno de ellos para obtener el momento producido por carga muerta.

<u>W</u> guar =	0.32 ton/m	<u>W</u> para =	0.32 ton/m
brazo =	2.60 m	brazo =	3.82 m
<u>M</u> guar =	0.83 ton*m/m	<u>M</u> para =	1.22 ton*m/m
Wban =	0.10 ton/m		
brazo =	3.1 m		
Mban =	0.31 ton*m/m		
Mtot Cm =	2.36 ton-m/m		

Después encontramos la distancia del volado al lugar donde estará circulando la rueda de la carga viva, como lo indica la siguiente figura:

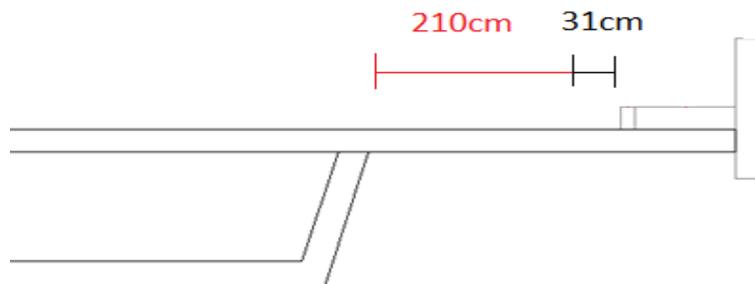


Fig.2.24 (Losa en voladizo: distancia a partir paño de trabe cajón a eje carga viva)

De acuerdo al ancho de distribución de las normas Aashto tenemos:

$$X = \text{brazo palanca} = 2.1 \text{ m}$$

$$E = 0.8X + 1.143 = 2.823 \text{ m}$$

$$P = \text{Carga HS20} = 7.26 \text{ m}$$

Momento X Carga Viva:

$$M_{CUI} = 7.02 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{CUI} = \frac{P X}{E} * I$$

Momento Total de
Diseño:

$$M_{\text{tot de diseño}} = 9.39 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Una vez que tenemos el valor del momento total procedemos a la revisión del peralte y a determinar el refuerzo a flexión.

Revisión del peralte:

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

$$\text{donde } k = 14.8$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}}$$

$$d = 25.2 \text{ cm} < 26 \text{ cm}$$

Peralte correcto

Refuerzo por Flexión Negativa:

$$f_s = 2000$$

$$j = 0.9$$

$$d = 26 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$A_s = 20 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\text{Usando Var del No.5} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{No Var} = 10 \text{ pzas @ } 10 \text{ cm}$$

2.10 Revisión de Losa Intermedia.

De acuerdo a la geometría de la trabe intermedia y portante, el claro efectivo de la losa intermedia es de 490cm y tiene un espesor de losa de 30cm, como se muestra en la siguiente figura:

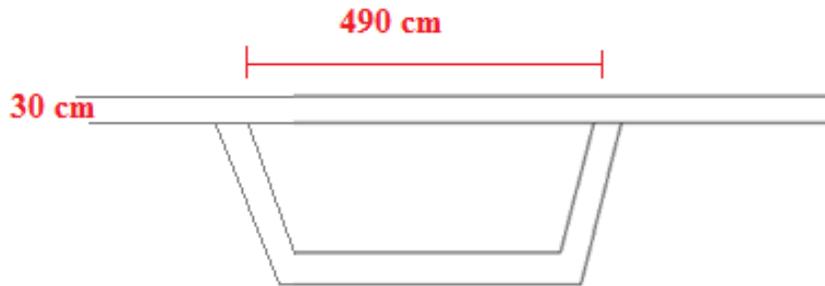


Fig.2.25 (Losa intermedia en vista transversal)

- * Claro efectivo = 490 cm
- * Espesor de losa= 30 cm
- * S= Claro efec + esp = 520 cm = 17.1 pies

En la losa intermedia no interviene el peso de la guarnición, banqueteta y parapeto, por lo que sólo se considera el peso propio de la losa.

Losa	Espesor de	Peso de	
	Concreto	Concreto	
Wlosa =	0.3	2.4	= 0.72 ton/m
Longitud =	4.9	m	
Mcm =	1.73	ton*m/m	$M_{cm} = \frac{W_{cm} l^2}{10}$

De acuerdo al ancho de distribución de las normas AASHTO para la carga viva tenemos que:

$$S = 17.1 \text{ pies}$$

$$P = 7.26$$

HS20

$$M_{cvt} = 5.3 \text{ ton*m/m} \quad M_{cvt} = \frac{S + 2}{32} P_{20} I$$

$$M \text{ total} = 6.98 \text{ ton*m/m}$$

Una vez que tenemos el valor del momento actuante total verificamos si el peralte de la losa es suficiente.

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

$$\text{donde } k = 14.8$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}}$$

$d = 22 \text{ cm} < 26 \text{ cm}$ por lo tanto el peralte efectivo es superior al máximo requerido.

Una vez que sabemos que el peralte es suficiente, tenemos que calcular el refuerzo de la losa por flexión, distribución y temperatura.

* Refuerzo por Flexión

$$f_s = 2000$$

$$j = 0.9$$

$$d \text{ real} = 26 \text{ cm}$$

$$A_s = 14.9 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$$\text{Usando varillas del No.5} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. varillas} = 8 \text{ pzas @ } 13 \text{ cm}$$

* Refuerzo por Distribución

Límites especificados por normas AASHTO = 67%

% A_{sd} = 54.9 %

$$A_{sd} = A_s \cdot \%A_{sd} = 8.2 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \% A_{sd} = \frac{220}{\sqrt{3} \cdot 28 S}$$

Usando varillas del No.4= 1.27 cm²/m

No varillas = 6 pzas @ 16 cm

* Refuerzo por Temperatura

C_d = 0.0015 coef dilatación

b = 100 cm de ancho

t = 30 cm peralte losa

$A_{st} = C_d \cdot b \cdot t = 4.5 \text{ cm}^2/\text{cm}$

Usando varillas del No.4= 1.27cm²

No varillas = 4pzas @ 28cm

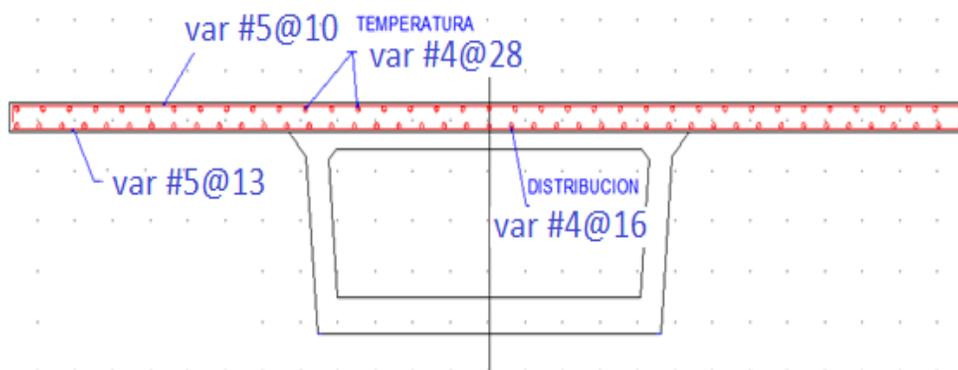


Fig.2.26 (Distribución de acero de refuerzo en losa)

2.11 Análisis Estructural.

Combinación de Carga Grupo I: Trabe Portante

De acuerdo a las combinaciones de carga del grupo I se considera realizar el siguiente modelo de análisis:

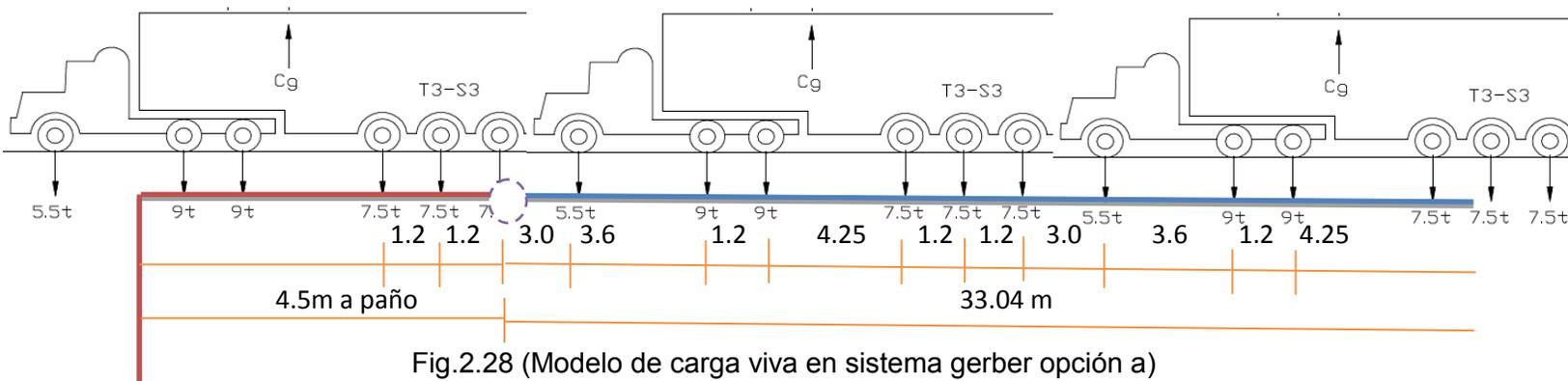
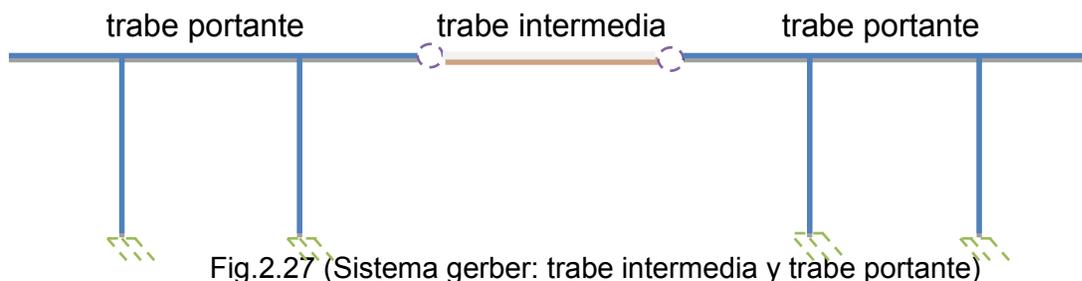
Factor de Incremento * (Carga Muerta + Empuje Tierra + Carga Viva + Fuerza Centrífuga + Empuje del Agua + Supresión).

En este caso observamos que no existe empuje de tierra, fuerza centrífuga, empuje del agua y supresión, por lo tanto se reduce a:

Factor de Incremento * (Carga Muerta + Carga Viva)

Modelo: Trabe Portante

La trabe portante tiene una longitud de 19.67m y está soportada por dos columnas de 2 m de diámetro separadas a 4m de su eje. El modelo de análisis de la trabe portante debe de tomar en cuenta el trabajo en conjunto con la trabe intermedia mediante la cual forma el sistema gerber.



Determinando el cortante de la trabe intermedia por medio de líneas de influencia tenemos que:

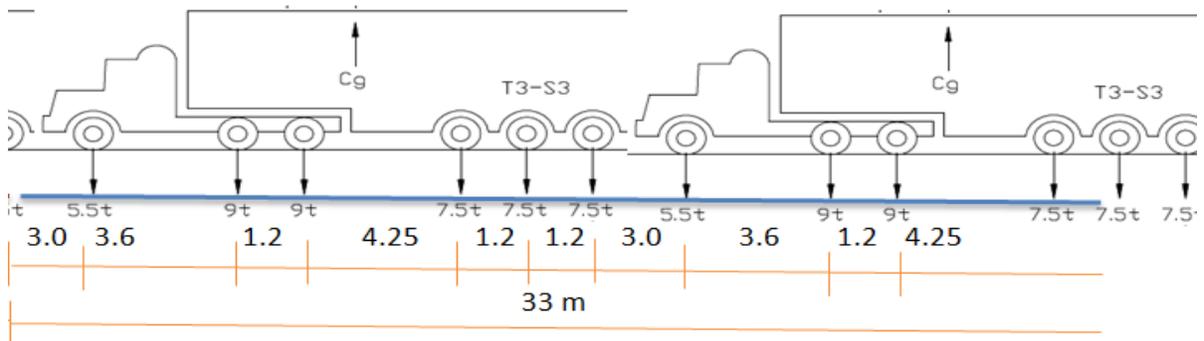


Fig.2.29 (Líneas de influencia en trabe intermedia)

	Distancia	Porcentaje	Carga	Cortante
X1=	0	0	0 ton	0
X2=	30.04	0.91	5.5 ton	5
X3=	26.44	0.80	9 ton	7.2
X4=	25.24	0.76	9 ton	6.84
X5=	20.99	0.63	7.5 ton	4.7
X6=	19.79	0.6	7.5 ton	4.5
X7=	18.59	0.56	7.5 ton	4.2
X8=	15.59	0.47	5.5 ton	2.58
X9=	11.99	0.36	9 ton	3.24
X10	10.79	0.32	9 ton	2.9
X11	6.54	0.19	7.5 ton	1.4
X12	5.34	0.16	7.5 ton	1.2
X13	4.14	0.12	7.5 ton	0.9
				Σ44.66 ton

$$V \text{ Carga Viva Max} = V * \text{Factor Concentración} * F \text{ Pres Múltiple} * \text{Impacto} =$$

$$= 44.66 * 3 * 1 * 0.85 * 1.21$$

$$V \text{ Carga Viva Max} = 138 \text{ ton}$$

$$W \text{ Trabe Intermedia} = 622 \text{ ton} / 2 = 311 \text{ ton}$$

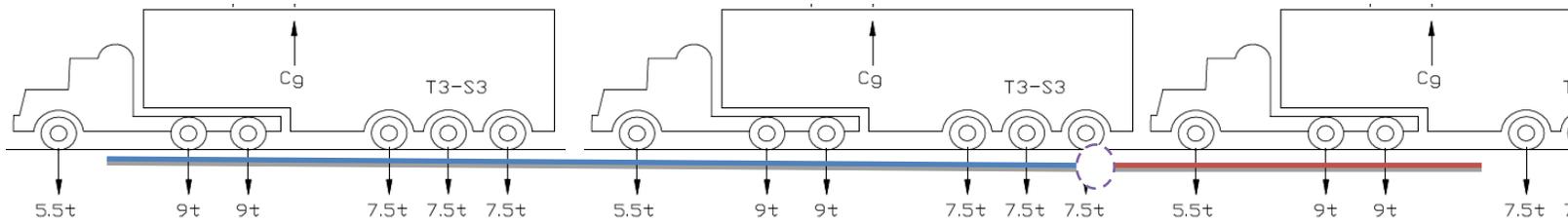


Fig.2.30 (Modelo de carga viva en sistema gerber opción b)

	Distancia	Porcentaje	Carga	Cortante
X1=	0	1	7.5 ton	7.5
X2=	1.2	0.96	7.5 ton	7.2
X3=	2.4	0.93	7.5 ton	7.0
X4=	6.65	0.80	9 ton	7.2
X5=	7.85	0.76	9 ton	6.9
X6=	11.45	0.65	5.5 ton	3.6
X7=	14.45	0.56	7.5 ton	4.2
X8=	15.65	0.53	7.5 ton	3.9
X9=	16.85	0.49	7.5 ton	3.7
X10	21.1	0.36	9 ton	3.2
X11	22.3	0.32	9 ton	2.9
X12	25.9	0.22	5.5 ton	1.2
			Σ58.5 ton	

$$V \text{ Carga Viva Max} = V * \text{Factor Concentración} * F \text{ Pres Múltiple} * \text{Impacto} =$$

$$= 58.5 * 3 * 1 * 0.85 * 1.21$$

$$V \text{ Carga Viva Max} = 180.5 \text{ ton}$$

$$W \text{ Trabe Intermedia} = 622 \text{ ton} / 2 = 311 \text{ ton}$$

Modelo de carga a)	Modelo de carga b)
138 ton	180 ton

Por lo tanto, se toma el modelo de carga viva b como el que regirá el diseño.

El análisis que se desarrolla se divide en dos partes: 1) el análisis estructural del extremo de la trabe que se encuentra en voladizo y 2) el análisis estructural de la parte central de la trabe (la zona que está entre columnas).

Debido a que la trabe portante tiene voladizos en el extremo y están colados monolíticamente con las columnas, éstos se pueden idealizar como si fuera una viga empotrada en voladizo, usando el siguiente modelo:

Para cargas puntuales:

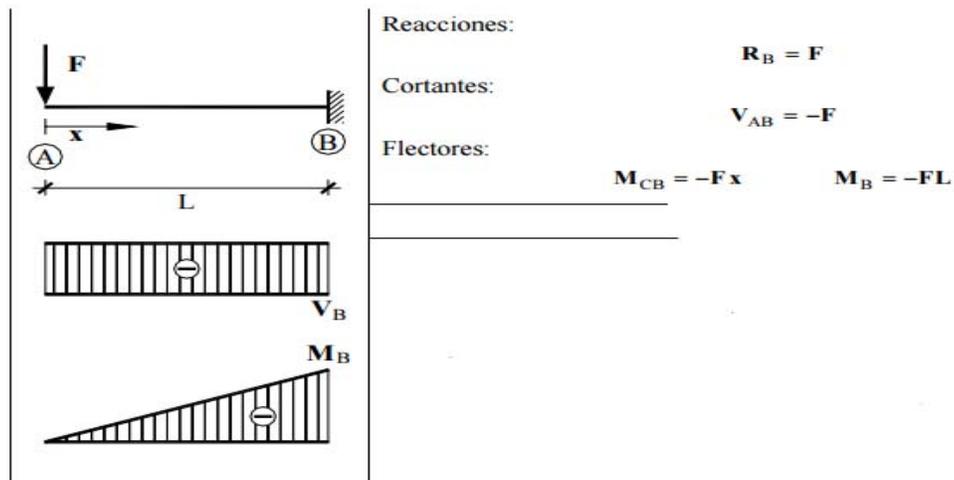


Fig.2.31 (Diagrama de momento y cortante de viga en voladizo con carga puntual)

Para cargas uniformes:

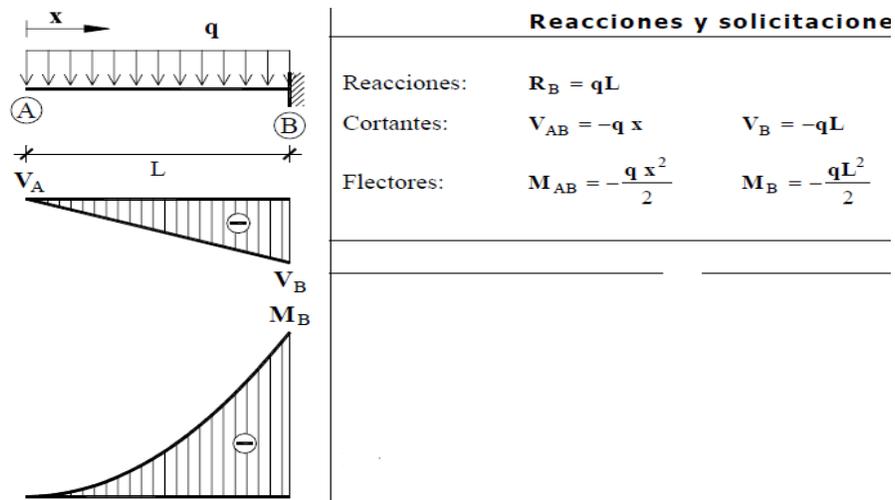


Fig.2.32 (Diagrama de momento y cortante de viga en voladizo con carga uniforme)

Carga Muerta

$$\begin{aligned} \text{Carga Muerta} &= W \text{ Trabe Intermedia} + \text{Ménsula} + \text{PoPo Trabe Portante} \\ &= 311 \text{ ton} + 39 \text{ ton} + q (19.52 \text{ Tton/m}) \end{aligned}$$

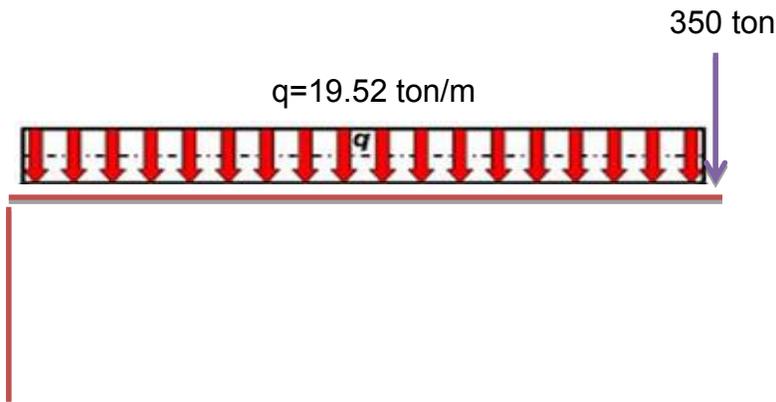


Fig.2.33 (Combinación de carga grupo I: carga muerta)

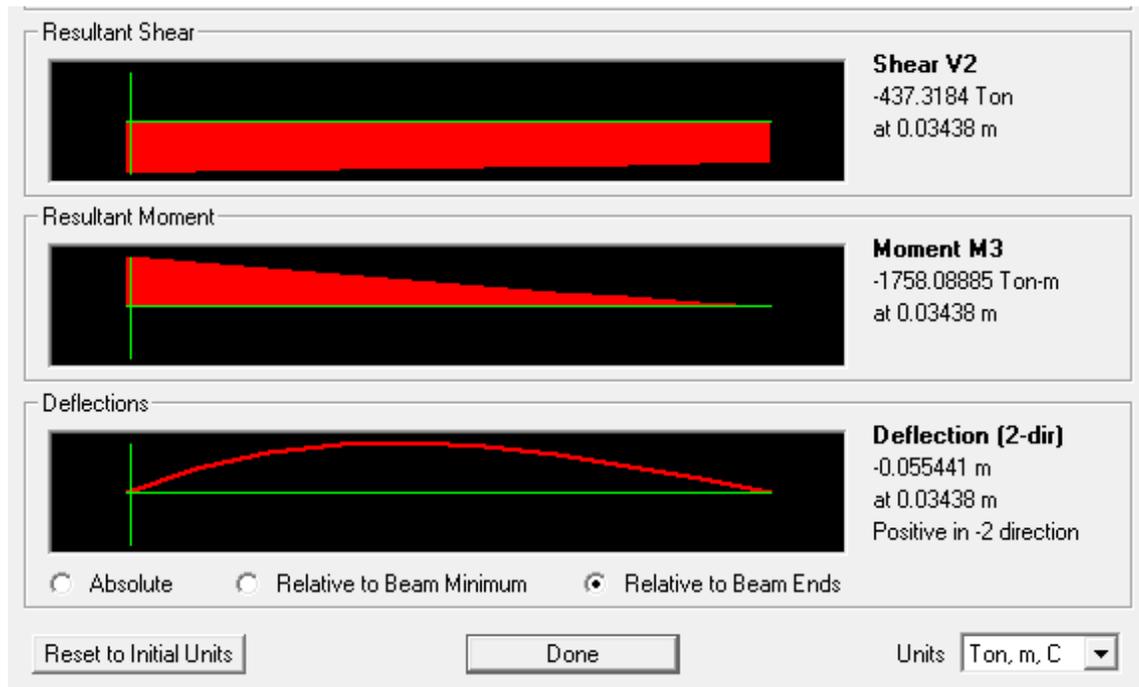


Fig.2.34 (Diagrama de momento y cortante de trabe portante: carga muerta)

Momento	Cortante
1758 ton*m	437 ton

Carga Viva en Trabe Portante

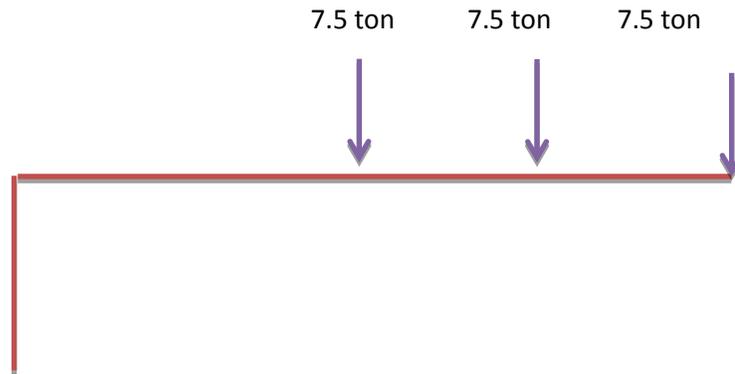


Fig.2.35 (Combinación de carga grupo I: carga viva en trabe portante)

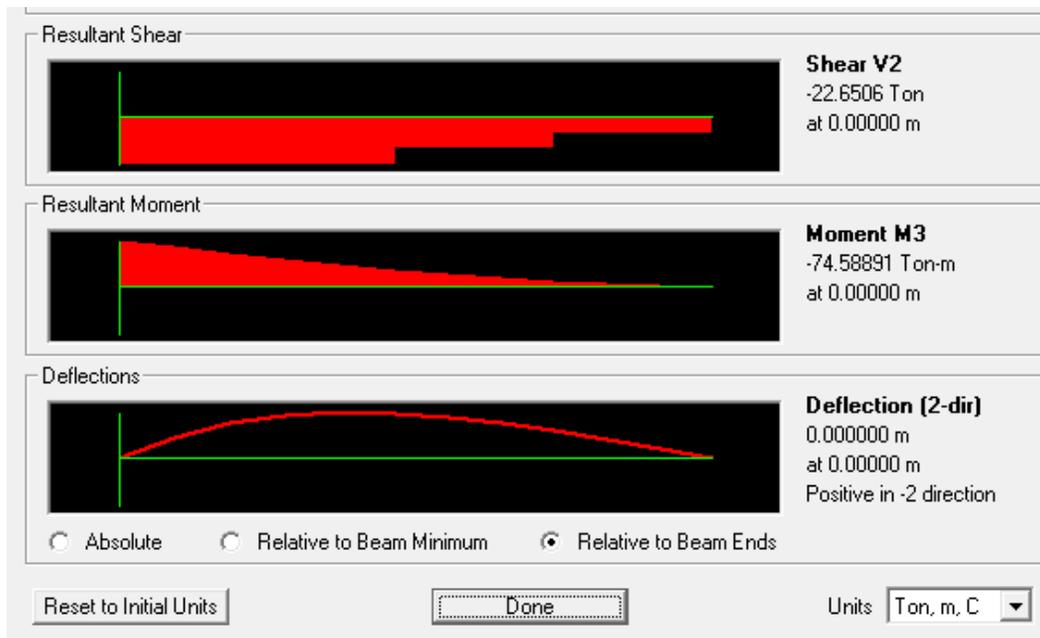


Fig.2.36 (Diagrama de momento y cortante de trabe portante: carga viva en trabe portante)

	No. Carriles	F Pres Múltiple	Impacto	
74.5	3	0.85	1.21	230 ton*m
22.6	3	0.85	1.21	69.8 ton

Carga Viva por Trabe Intermedia

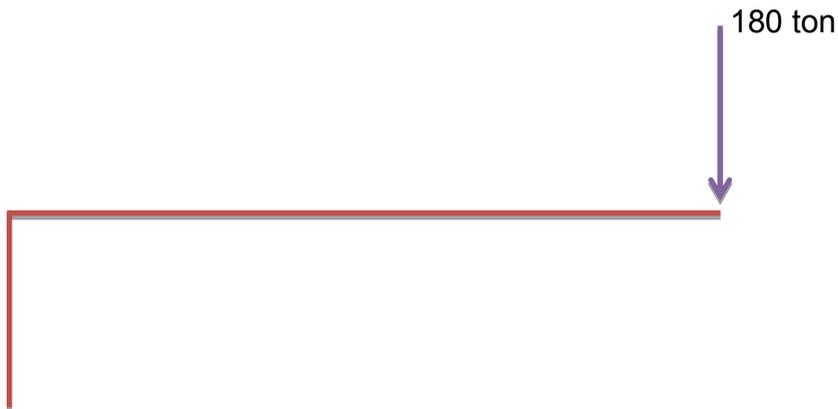


Fig.2.37 (Combinación de carga grupo I: carga viva por trabe intermedia)

SUPERESTRUCTURA

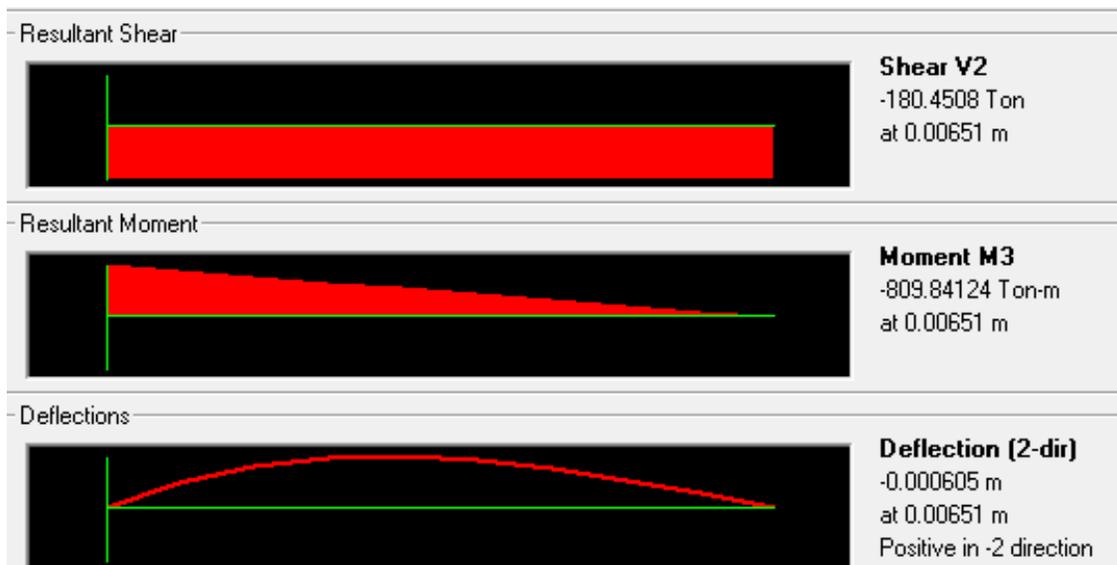


Fig.2.38 (Diagrama de momento y cortante de trabe portante: carga viva en trabe intermedia)

Momento	Cortante
810 ton*m	180 ton

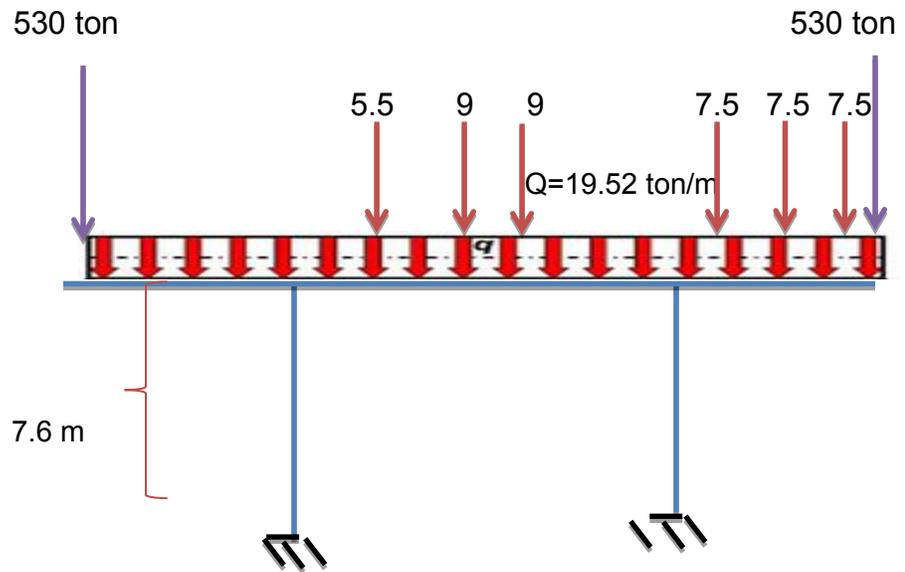


Fig.2.39 (Combinación de carga grupo I: carga viva y muerta)

SUBESTRUCTURA

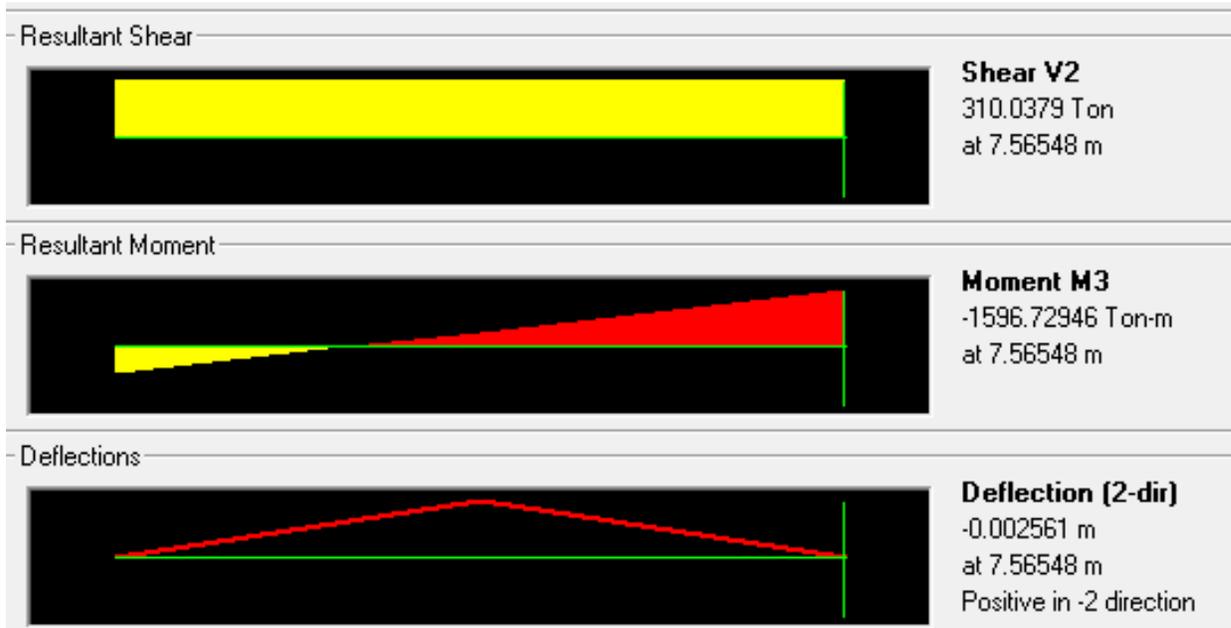


Fig.2.40 (Diagrama de momento y cortante en subestructura por combinación de carga de grupo I)

RESUMEN TRABE

	Momento Max	Cortante Max
Carga Muerta	1758 ton*m	437 ton
Carga Viva TP	230 ton*m	69.8 ton
Carga Viva TI	810 ton*m	180 ton
	2798 ton*m	686.8 ton

RESUMEN COLUMNA

Combinación Grupo I	Momento Max	Cortante Max
Columnas	1592 ton*m	310 ton

Combinación de Carga Grupo III: Trabe Portante.

De acuerdo a las combinaciones de carga del grupo III se considera realizar el siguiente modelo de análisis:

Factor de Incremento * (Carga Muerta + Empuje Tierra + Carga Viva + Fuerza Centrífuga + .3 Viento sobre Estructura + Viento en Carga Viva + Frenaje + Empuje del Agua + Supresión).

En este caso observamos que no existe empuje de tierra, empuje del agua, subpresión, ni fuerza centrífuga debido a que la estructura no aloja una curva horizontal , por lo tanto se reduce a:

Factor de Incremento * (Carga Muerta + Carga Viva + .3 Viento sobre Estructura + Viento en Carga Viva + Frenaje).

Viento sobre Estructura

Área expuesta = altura de trabe+ losa + parapeto = 2.20+.30+.80 =3.30m

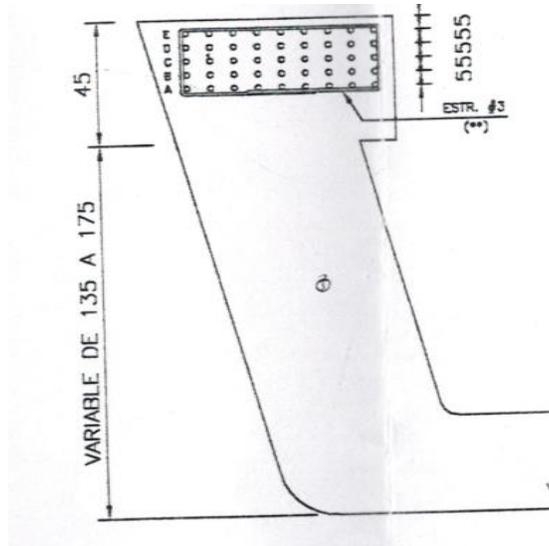


Fig.2.41 (Peralte de trabe portante)

Presión diseño longitudinal = 60 kg/m²

Viento Estructura = .3 (Largo) (Área expuesta) (Presión diseño) =
 $0.3 * (19.67\text{m}+34.59\text{m}) * 3.3\text{m} * 0.06\text{ton}/\text{m}^2 = 3.22\text{ton}$

Aplicada a 1.8m de la rasante.

Viento en Carga Viva

Viento Carga Viva = (Largo) (Presión diseño) = (19.67m+34.59m)
 $(0.06\text{ton}/\text{m}^2)=3.25\text{ton}$

Aplicada a 1.8m de la rasante.

Frenaje

Valor de la carga viva en todos los carriles sin tomar en cuenta impacto multiplicada por el 5%.

Factor de presencia múltiple =0.85

Carril 1 + Carril 2 + Carril 3 = 46+46+46 = 138 ton*0.85 = 117.3 ton

Frenaje = $.05 \cdot 117.3 = 5.86$ ton aplicada a 1.8m de la rasante.

Factor de incremento = 1.25

Carga Viva TI

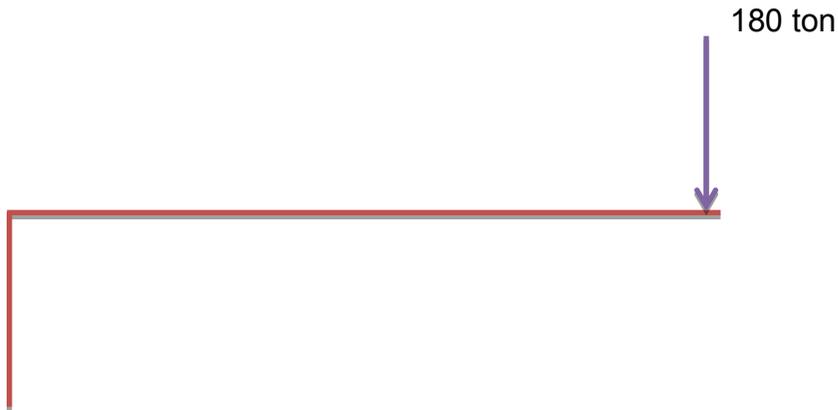


Fig.2.42 (Combinación de carga grupo III: carga viva por trabe intermedia)

SUPERESTRUCTURA

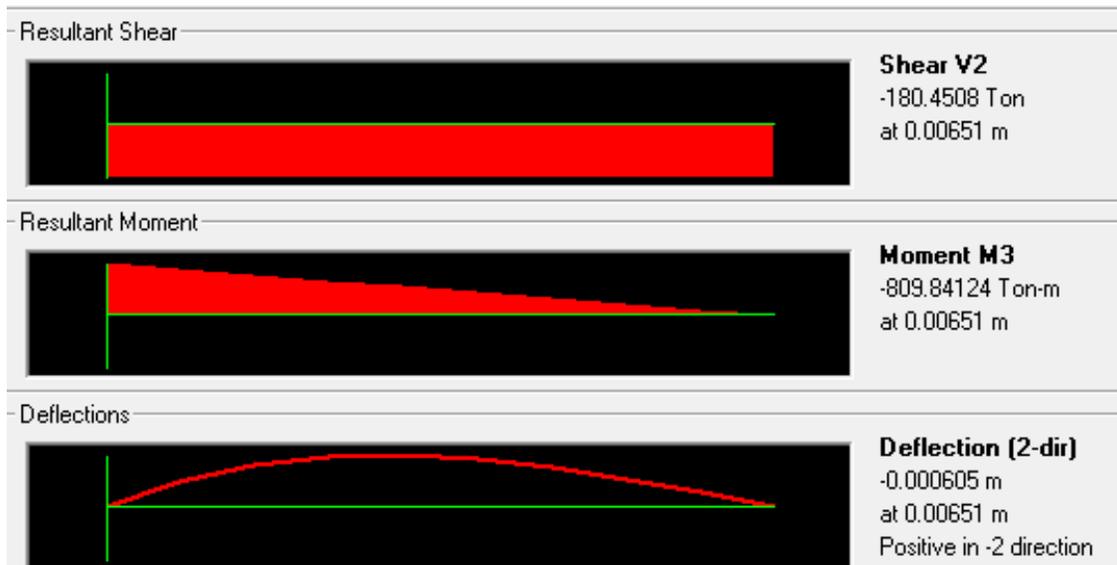


Fig.2.43 (Diagrama de momento y cortante en trabe portante: por carga viva en trabe intermedia)

	Factor	Total
810 ton*m	1.25	648 ton*m
180 ton	1.25	144 ton

SUBESTRUCTURA

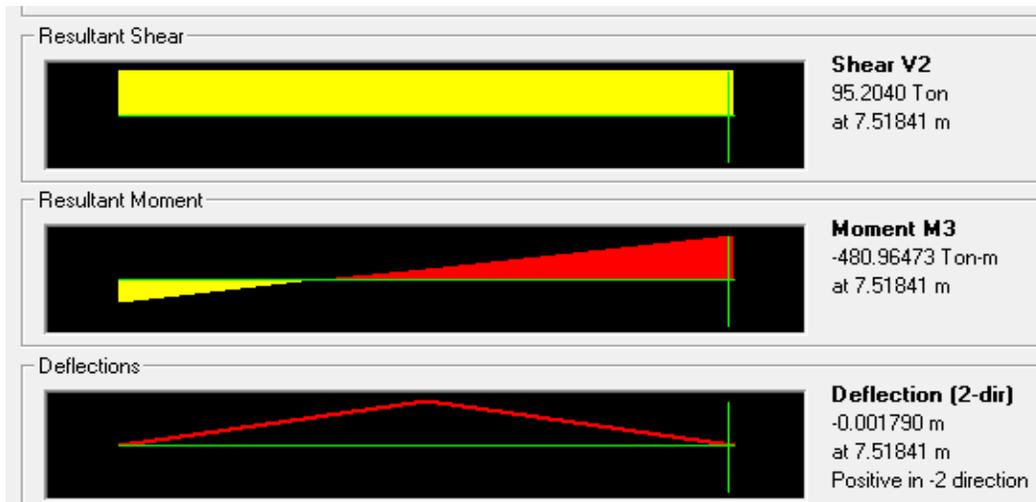


Fig.2.44 (Diagrama de momento y cortante en subestructura: por carga viva en trabe intermedia)

	Factor	Total
480 ton*m	1.25	384 ton*m
95 ton	1.25	76 ton

Carga Viva TP

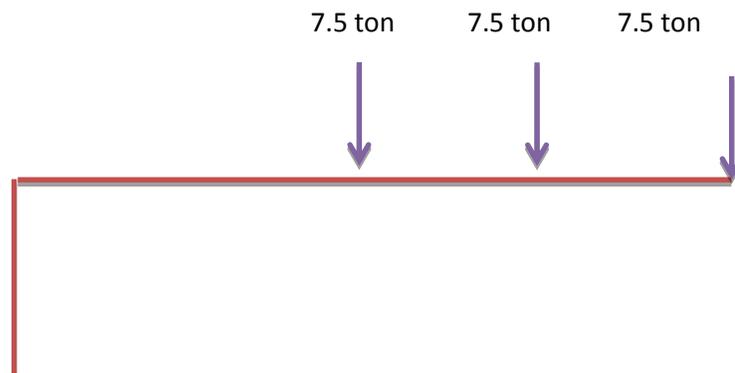


Fig.2.45 (Combinación de carga grupo III: carga viva en trabe portante)

SUPERESTRUCTURA

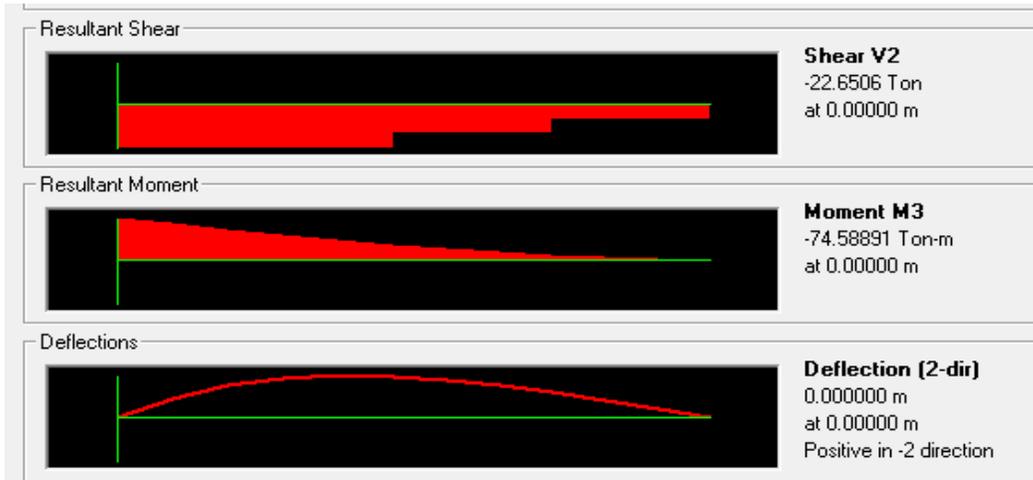


Fig.2.46 (Diagrama de momento y cortante en trabe portante: por carga viva en trabe portante)

No. Carriles	F Pres Múltiple	Impacto	Factor	Total	
74.5	3	0.85	1.21	230 ton*m	
22.6	3	0.85	1.21	69.8 ton	
				1.25	184 ton*m
				1.25	55.84 ton

SUBESTRUCTURA

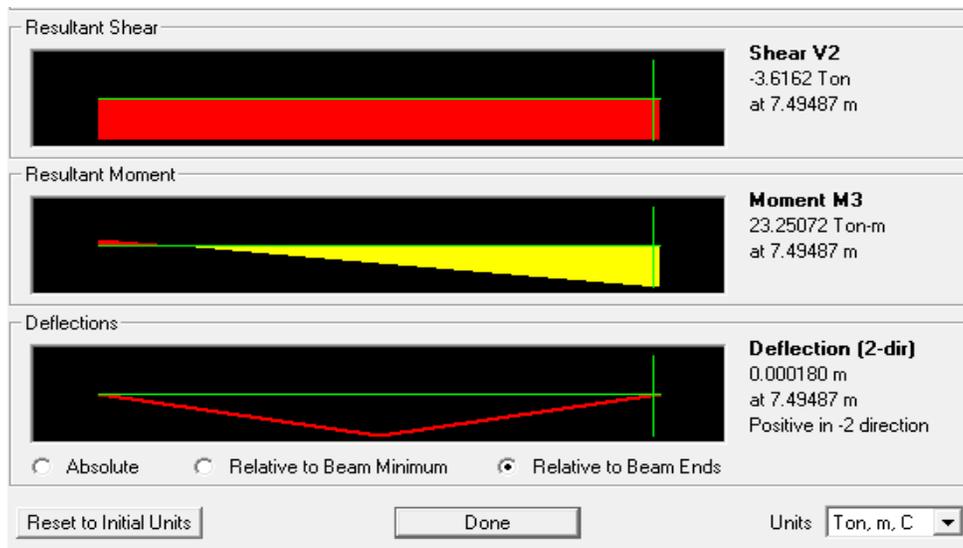


Fig.2.47 (Diagrama de momento y cortante en subestructura: por carga viva en trabe portante)

No. Carriles	F Pres	Múltiple	Impacto	Factor	Total	
23.2	3	0.85	1.21	ton*m	1.25	57.2 ton*m
3.6	3	0.85	1.21	ton	1.25	8.8 ton

Carga Muerta, Viento y Frenaje

Carga Muerta TP = $q=19.52 \text{ ton/m}$

Carga Muerta TI = 350 ton

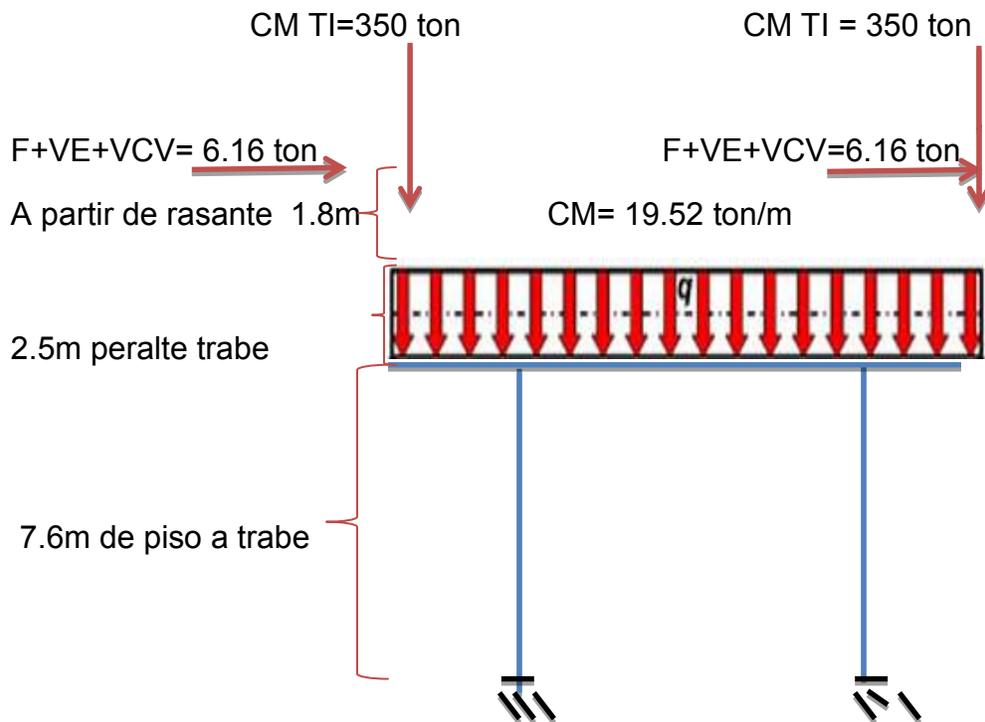


Fig.2.48 (Combinación de carga grupo III: carga muerta, viento y frenaje)

SUPERESTRUCTURA

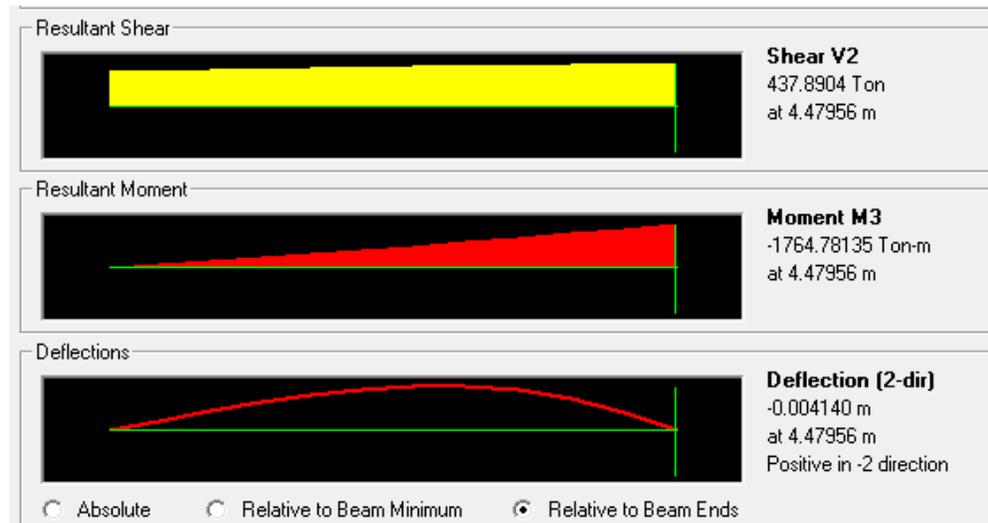


Fig.2.49 (Diagrama de momento y cortante en superestructura: por carga muerta, viento y frenaje)

Factor		Total
1764 ton*m	1.25	1411 ton*m
437 ton	1.25	349 ton

SUBESTRUCTURA

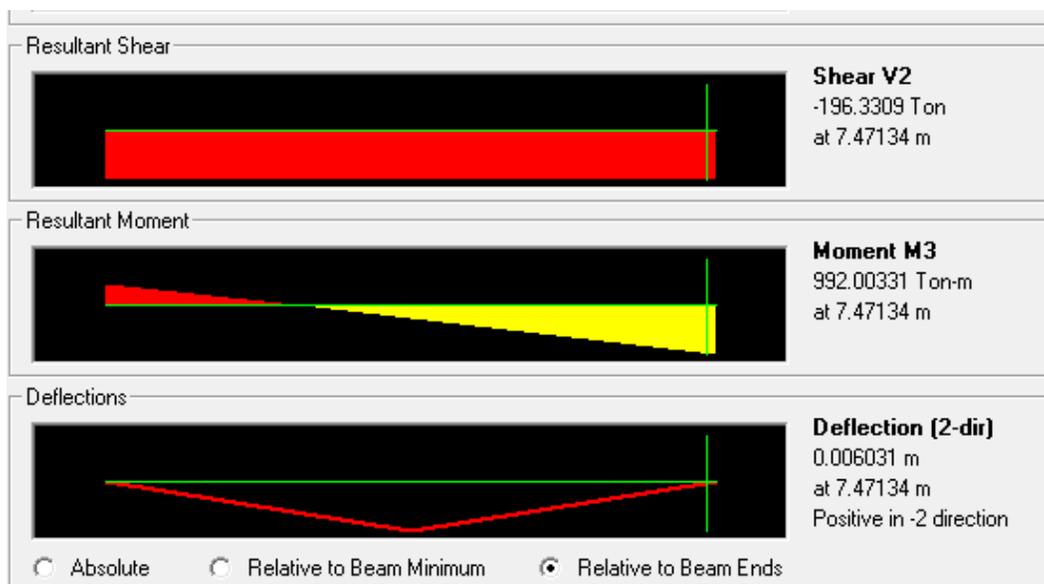


Fig.2.50 (Diagrama de momento y cortante en subestructura: por carga muerta, viento y frenaje)

	Factor	Total
992 ton*m	1.25	793 ton*m
196 ton	1.25	157 ton

RESUMEN TRABE

	Momento Max	Cortante Max
Carga Muerta y Viento	1411 ton*m	349 ton
Carga Viva TP	184 ton*m	55.8 ton
Carga Viva TI	648 ton*m	144 ton
	2243 ton*m	548.8 ton

RESUMEN COLUMNA

	Momento Max	Cortante Max
Carga Muerta y Viento	793 ton*m	157 ton
Carga Viva TP	57.2 ton*m	8.8 ton
Carga Viva TI	384 ton*m	76 ton
	1234.2 ton*m	241.8 ton

Combinación de Carga Grupo VII: Trabe Portante

De acuerdo a las combinaciones de carga del grupo VII se considera realizar el siguiente modelo de análisis:

Factor de Incremento * (Carga Muerta + Empuje Tierra + Sismo + Empuje del Agua + Supresión).

En este caso observamos que no existe empuje del agua ni supresión, por lo tanto se reduce a:

Factor de Incremento * (Carga Muerta + Sismo)

Método Simplificado

Para el análisis estructural se utilizará el método simplificado ya que se trata de una estructura que según su comportamiento sísmico está formado por tramos libremente apoyados de vigas cajón de concreto, sin esviajamiento, con menos de 6 claros continuos, y con claros menores de 40m de longitud.

Regionalización Sísmica

De acuerdo a la regionalización sísmica de la República Mexicana, el distribuidor vial Ignacio Zaragoza se encuentra en la zona B.

Tipo de Suelo

La estructura está desplantada en un suelo tipo III que consiste en suelos cuyo estrato superior está formado por limos o arcillas blandas.

Espectro Sísmico

De acuerdo a los valores característicos del espectro sísmico tenemos que:

$$a_0 = 0.10 \quad c = 0.36 \quad T_A = 0.6 \quad T_B = 2.9 \quad r = 1$$

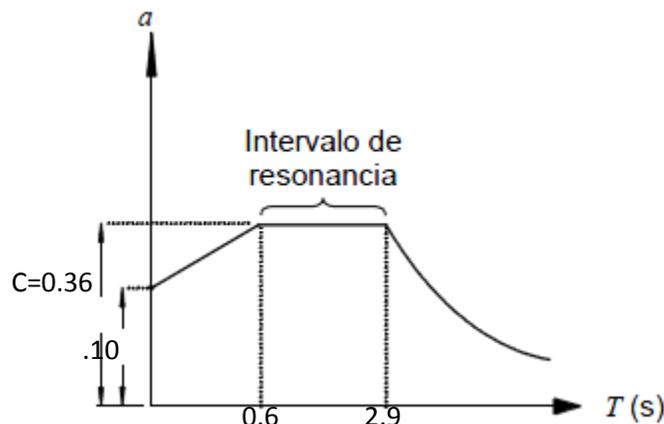


Fig.2.51 (Espectro sísmico)

La fuerza del sismo está regida por la siguiente fórmula: $F.S. = F.I. * \frac{c}{Q} * W$

Donde $Q=4$ por tener apoyo de neopreno.

$$\frac{c}{Q} = \frac{0.36}{4} = 0.09 < .10$$

Donde F.I.= factor de importancia= 1.

Donde W = Peso de la Estructura = W trabe portante+ W trabe intermedia =
623ton+462ton= 1085ton

$$F = 1 * 0.10 * 1085 = 108.5\text{ton}$$

Dispositivos de Restricción

No existen topes laterales en la superestructura.

Modelo: Trabe Portante en Dirección Ortogonal 1

Factor de Incremento = 1.33

Fuerza Sísmica = 108.5 ton

Carga Muerta = 700 ton

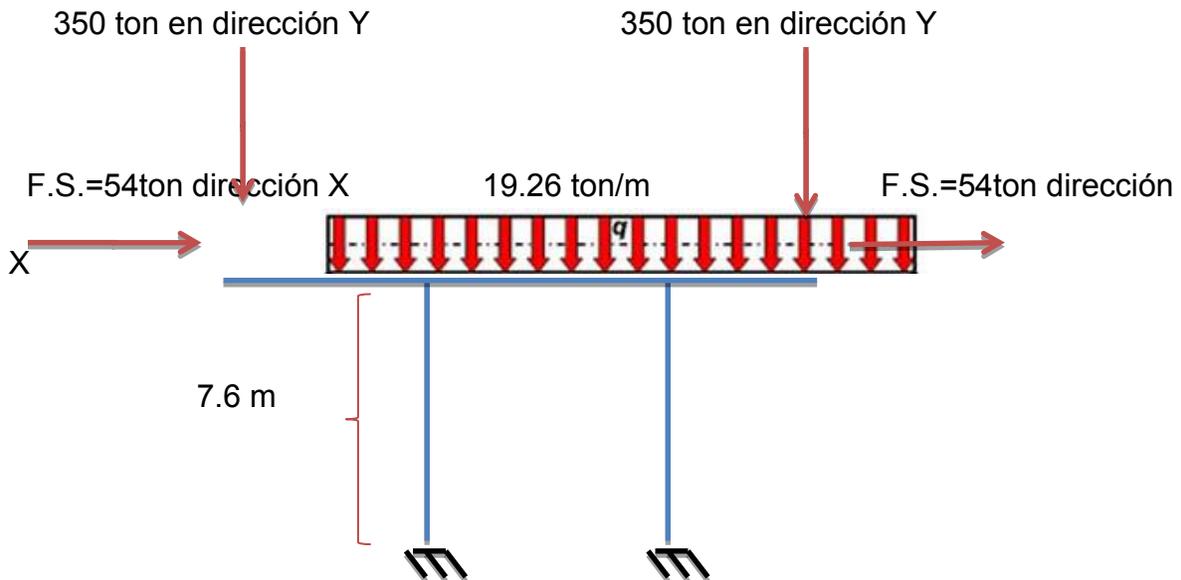


Fig.2.52 (Combinación de carga grupo VII: carga muerta y sismo en dirección X)

SUPERESTRUCTURA

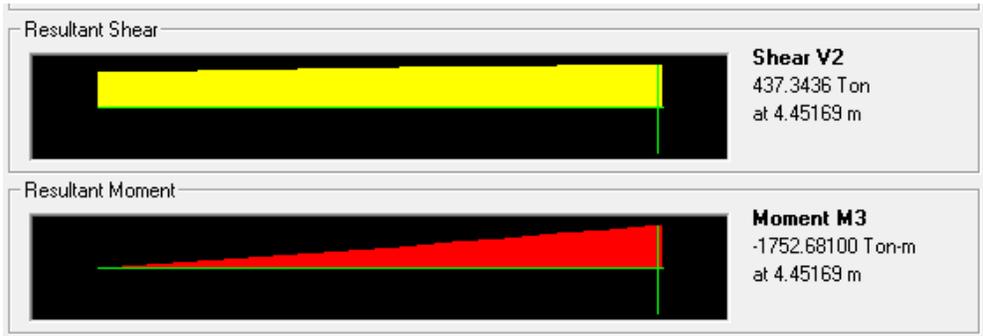


Fig.2.53 (Diagrama de momento y cortante de superestructura)

DESPLAZAMIENTO

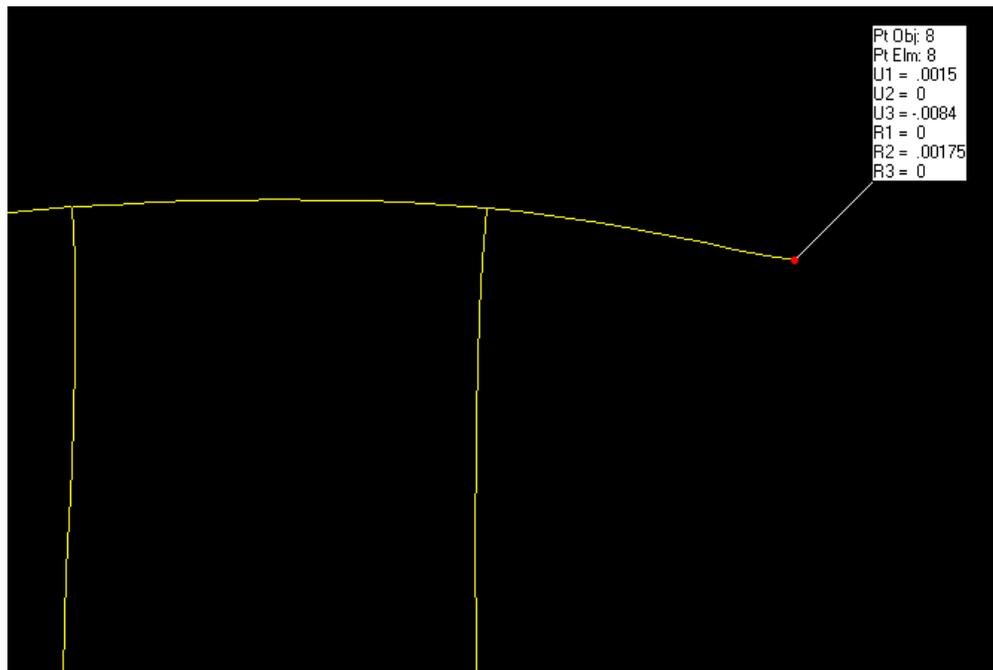


Fig.2.54 (Desplazamiento de superestructura en el extremo)

Tabla de momento y cortante:

Momento	Cortante
1752 ton*m	437 ton

Tabla de elementos mecánicos:

ESFs	ESFi
500 ton/m ²	502 ton/m ²

Desplazamiento:

Dirección X	Dirección Y	Dirección Z
+0.0015m	-0.0084m	0m

SUBESTRUCTURA



Fig.2.55 (Diagrama de momento y cortante de subestructura)

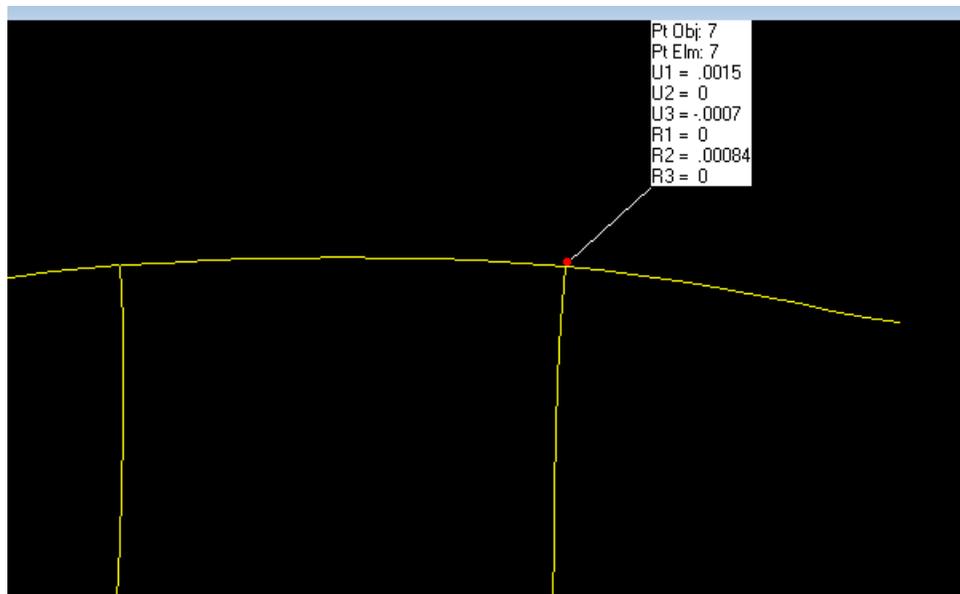


Fig.2.56 (Desplazamiento de subestructura en la unión con la superestructura)

Tabla de momento y cortante:

Momento	Cortante
886 ton*m	160 ton

Desplazamiento:

Dirección X	Dirección Y
+0.0015m	-0.0007m

Modelo: Trabe Portante en Dirección Ortogonal 2

Factor de Incremento = 1.33

Fuerza Sísmica = 108.5 ton

Carga Muerta = 700 ton

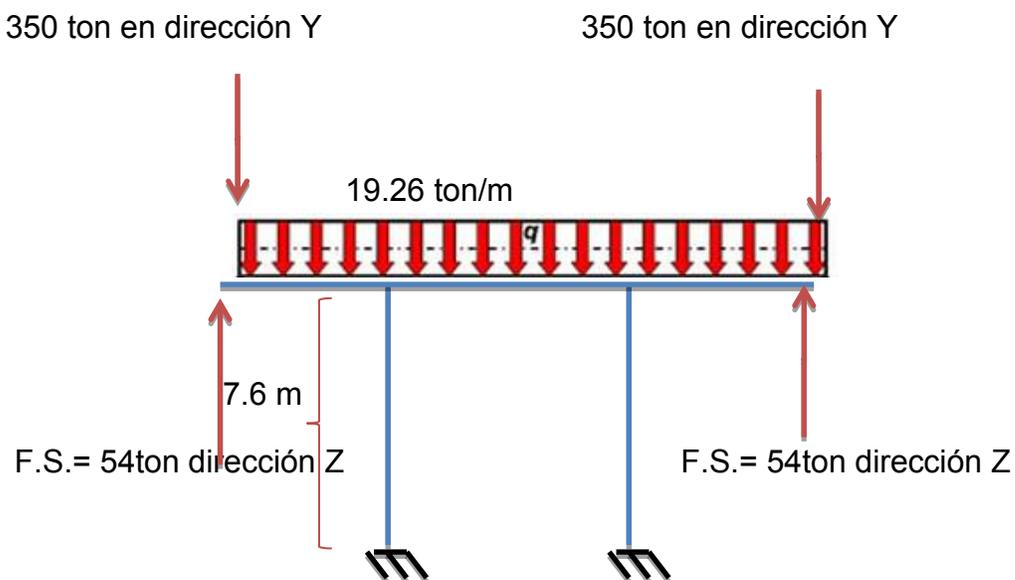


Fig.2.57 (Combinación de carga grupo VII: carga muerta y sismo dirección Z)

SUPERESTRUCTURA



Fig.2.58 (Diagrama de momento y cortante de superestructura: plano1)

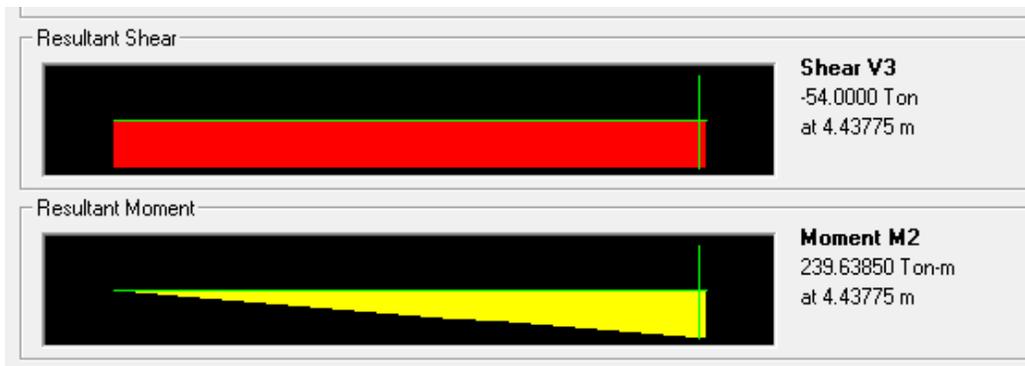


Fig.2.59 (Diagrama de momento y cortante de superestructura: plano2)

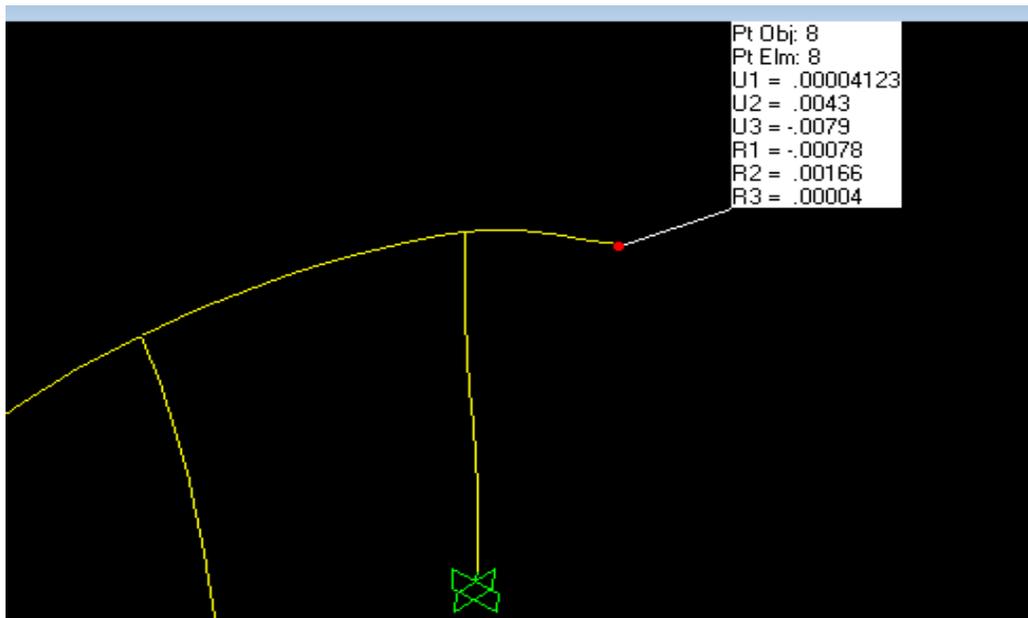


Fig.2.60 (Desplazamiento de superestructura en el extremo)

Tabla de momento y cortante:

Momento	Cortante
1752 ton*m	437 ton

Elementos mecánicos:

ESFs	ESFi
500 ton/m ²	502 ton/m ²

Desplazamiento:

Dirección X	Dirección Y	Dirección Z
0m	-.0079m	-.0043m

SUBESTRUCTURA

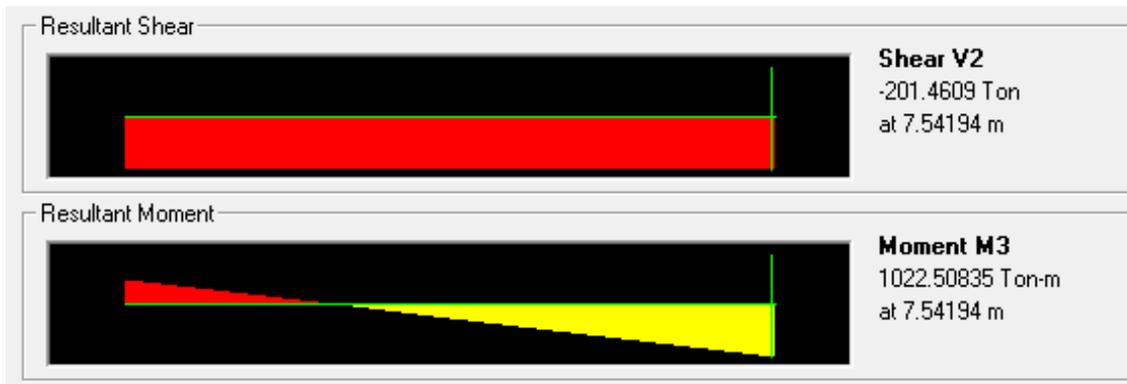


Fig.2.61 (Diagrama de momento y cortante en subestructura: carga muerta y sismo dirección Z)

Tabla de momento y cortante:

Momento	Cortante
1022 ton*m	200 ton

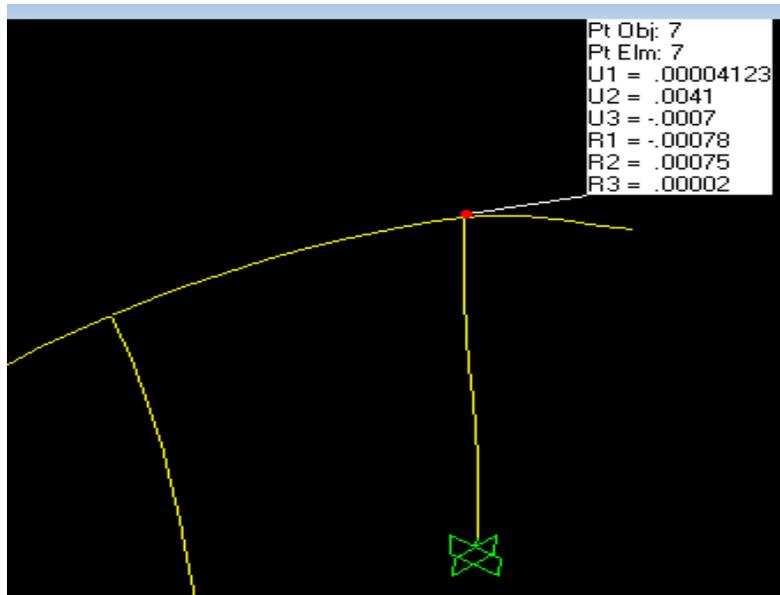


Fig.2.62 (Desplazamiento de subestructura en la unión con la superestructura)

Desplazamiento:

Dirección X	Dirección Y	Dirección Z
0m	-.0007m	-.0041m

RESUMEN TRABE

	Momento Max	Cortante Max
Carga Muerta y Sismo Dir. Ortogonal 1	1752 ton*m	437 ton
Carga Muerta y Sismo Dir. Ortogonal 2	1752 ton*m	437 ton

RESUMEN COLUMNA

	Momento Max	Cortante Max
Carga Muerta y Sismo Dir. Ortogonal 1	886 ton*m	160 ton
Carga Muerta y Sismo Dir. Ortogonal 2	1022 ton*m	201 ton

Combinación de Carga de Diseño

De acuerdo a los valores obtenidos en las combinaciones de carga de los grupos 1, 3 y 7 tenemos que el grupo 1 es el que rige el diseño con los siguientes datos:

RESUMEN TRABE

Combinación Grupo I	Momento Max	Cortante Max
Trabe Portante	2798 ton*m	686 ton

RESUMEN COLUMNA

Combinación Grupo I	Momento Max	Cortante Max
Columnas	1592 ton*m	310 ton

Ahora se procede a desglosar la obtención de los momentos y cortantes de la trabe portante debido a la combinación de cargas del grupo I.

Valores de Momentos y Cortantes

- Peso Propio

Peso Concreto = 2.4ton/m³

$$W_{pp} = \text{Peso Concreto} * \text{Area}$$

Peso Propio = 9.56ton/m

Cortante Peso Propio V= 43.0 ton

$$V = W_{pp} * L$$

Momento Peso Propio = 96.8ton*m

$$M = \frac{W_{pp} * L^2}{2}$$

- Peso Losa

Ancho de Losa = 12.80 m

$$W_{Losa} = \text{ancho losa} * \text{esp losa} * \text{peso concreto}$$

Peso Losa = 9.22 ton/m

Cortante de Losa=	41.47	ton	$V = W_{pp} * L$
Momento de Losa=	93.31	ton*m	$M = \frac{W_{pp} * L^2}{2}$

- C.M.Adicional

Peso guarnición=	0.32	ton/m
Peso parapeto =	0.32	ton/m
Peso banqueta =	0.10	ton/m
Total=	Σ	0.74 ton/m

Cortante gpb =	3.33	ton	$V = W_{pp} * L$
Momento gpb =	7.49	ton*m	$M = \frac{W_{pp} * L^2}{2}$

- Ménsula y Trabe Intermedia

W Men + TI =	350	ton	
Cortante Men + TI =	350	ton	$V = W$
Momento Men + TI =	1575	ton*m	$M = W * L$

- Carga Viva TI +TP

Cortante Viva TI+TP = 249.8 ton

Momento Viva TI+TP = 1040 ton*m

Elementos Mecánicos

Peso Propio

* ESF s = 66.59 ton/m²

* ESF i = 41.87 ton/m²

Peso Losa

* ESF s = 26.68 ton/m²

* ESF i = 26.69 ton/m²

C.M. Adicional

* ESF s = 2.14 ton/m²

* ESF i = 2.14 ton/m²

Ménsula y Trabe Intermedia

* ESF s = 449 ton/m²

* ESF i = 449 ton/m²

Carga Viva TI + TP

* ESF s = 297.3 ton/m²

* ESF i = 297.3 ton/m²

Carga	ESF s (ton/m ²)	ESF i (ton/m ²)
Peso Propio	- 66.59	41.87
Losa	- 26.68	26.68
C.M.Adicional	- 2.14	2.14
Ménsula + TI	- 449	449
Carga Viva TP+ TI	- 297.3	297.3
	∑ - 842 Esf x contrarrestar	∑ + 817

2.12 Revisión Trabe Portante

De acuerdo al plano original la trabe portante cuenta con 90 torones de presfuerzo acomodados en 5 camas de 18 torones cada una. En la siguiente figura se puede observar la distribución del presfuerzo.

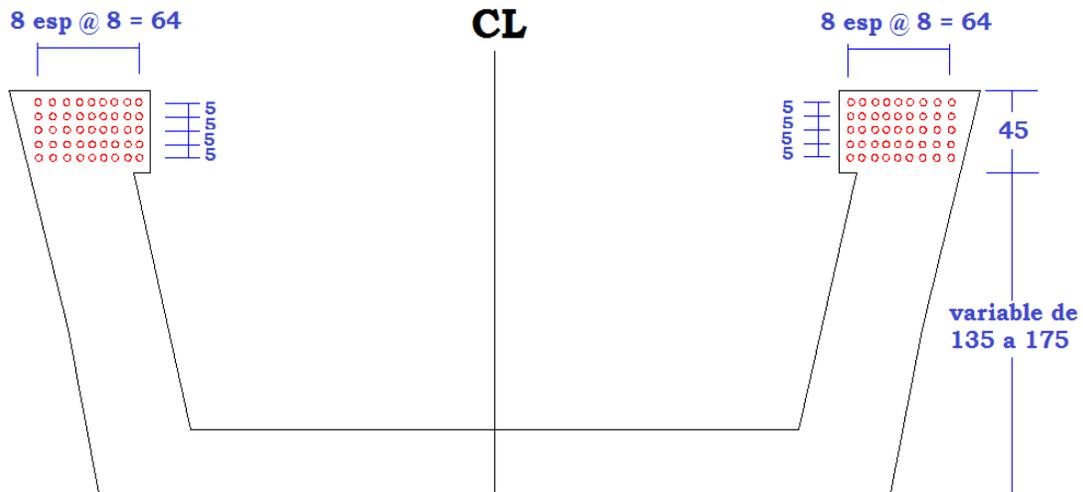


Fig.2.63 (Distribución del acero de presfuerzo en trabe portante)

$$T = \#Torones * \text{Área Torón} * .65 f_{pu}$$

#Torones = 90pzas

Área de torón = 0.987cm²

fpu=19000 kg/cm²

T=1097 ton

	No.		Dist	
* No. de Torones en Cama #1 =	18	pzas	5	90
* No. de Torones en Cama #2 =	18	pzas	10	180
* No. de Torones en Cama #3 =	18	pzas	15	270
* No. de Torones en Cama #4 =	18	pzas	20	450
	Σ	90	ok	Σ 1350

* C = 15.0 cm

* e = 1.20 m excentricidad = Yi - C

* ESF presf s = +1181.2 ton/m² $Esf_s = T \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right)$

* ESF presf i = -294.30 ton/m² $Esf_i = T \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$

Comparación de Esfuerzos	
ESFi actuante	-842 ton/m ²
ESFi presfuerzo	+1181 ton/m ²
Diferencia	+339 ton/m ²

De acuerdo a la comparativa de la tabla anterior se puede observar que el esfuerzo por presfuerzo es mayor que el esfuerzo actuante en la trabe lo que indica que no se tendrán esfuerzos de tensión en la parte superior. Sin embargo, la diferencia de los esfuerzos es grande por lo que se recomienda hacer una revisión del número de torones para averiguar si se puede reducir el número de éstos

Momento Último

Obtenemos el valor del momento flexionante total de la carga muerta actuando en la estructura como la sumatoria del momento producida por el peso propio de la trabe, losa, banqueteta, guarnición, parapeto y ménsula extrema. Posteriormente se obtiene el momento producido por la carga viva del T3S3.

* M_{cm} = 1904.3 ton*m $M_{cm} = M_{PoPo} + M_{losa} + M_{adic}$

* M_{cv+i} = 246.14 ton*m

* Mu = 3343.21 ton*m $M_u = \frac{1.3}{0.9} \left[M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cvi} \right]$

* d = 205 cm d = altura total - centroide

* A*s = 88.83 cm² $p^* = \frac{\#torones * A_{toron}}{br * d}$

* P* = 0.0008953

* F*su = 18730.00 kg/cm² $f^*su = f's \left[1 - \frac{0.5 p^* f's}{f'c} \right]$ Donde fs=19000

Eje Neutro $E.N. = \frac{1.4 * d * P^* * f^*su}{f'c}$
 * E.N. = 8 cm

Es sección rectangular

* M ru = 3353.58 ton * m $Mru = As^* * f^*su * d \left[1 - \frac{0.6P^* * f^*su}{f'c} \right]$

El valor del Momento Resistente 3353.58 ton*m es mayor al del Momento Ultimo 3343 ton*m por lo tanto la sección es adecuada.

2.13 Diseño de Trabe Portante.

Determinación de Presfuerzo

Para el diseño de esta superestructura se utilizarán torones de $1/2$ " de diámetro y se propone utilizar 66 torones distribuidos en cinco camas ubicados en la parte superior:

- Cama de Torones No: 1 con 14 pzas.
- Cama de Torones No: 2 con 14 pzas.
- Cama de Torones No: 3 con 14 pzas.
- Cama de Torones No: 4 con 12 pzas.
- Cama de Torones No: 5 con 12 pzas.

En la tabla 5.9.3-1 de las normas AASHTO señala que el esfuerzo temporal previo a pérdidas máximo permitido en los torones es de $0.70 f_{pu}$, en esta tesina se tomará un valor de 0.65 como medida de seguridad.

Condición	Cable aliviado de tensiones y barras lisas de alta resistencia
	Pretensado
Inmediatamente antes de la transferencia ($f_{pt} + \Delta f_{pES}$)	0,70 f_{pu}
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	0,80 f_{py}

Tabla 5.9.3-1 pag.5-81

$$T = \#Torones * \text{Área Torón} * 0,65 f_{pu}$$

Tensión (T) = 804.5 ton teniendo los torones una separación mínima de 5cm.

	No:		Dist
* No. de Torones en Cama No: 1 =	12	pzas	5
* No. de Torones en Cama No: 2 =	12	pzas	10
* No. de Torones en Cama No: 3 =	12	pzas	15
* No. de Torones en Cama No: 4 =	12	pzas	20
* No. de Torones en Cama No: 5 =	12	pzas	25
	<u>60</u>	ok	

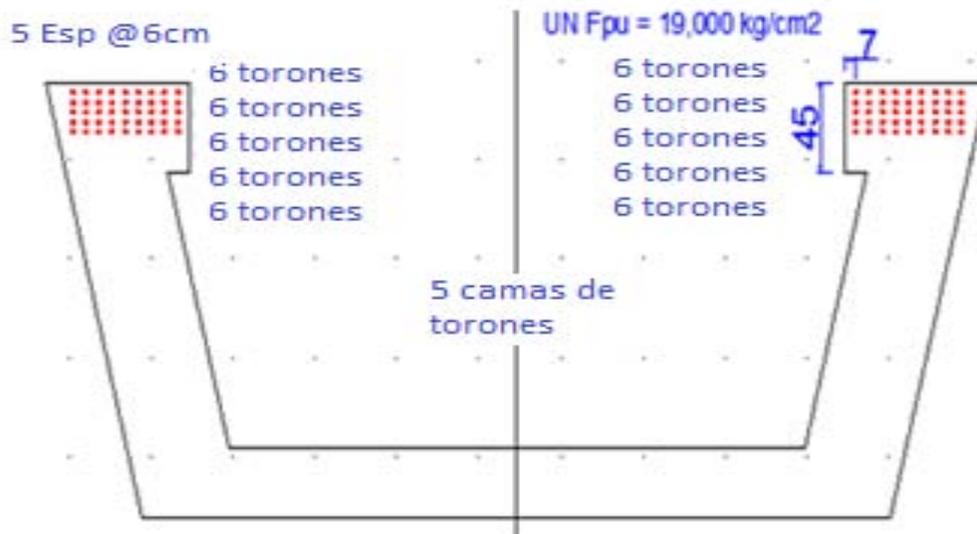


Fig.2.64 (Distribución del presfuerzo en trabe portante)

* C = 14.5 cm

excentricidad = $Y_s - C$

* e = 1.21 m

* ESF presf s = 868.8 ton/m² $Esf_s = T \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right)$

* ESF presf i = -217.4 ton/m² $Esf_i = T \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_i} \right)$

Comparamos el Esfuerzo por Presfuerzo y lo comparamos con el Esfuerzo Actuante y tenemos que:

actuante presfuerzo

842 < 868

Número de torones adecuados

Carga	Esf s ton/m ²		Esf i ton/m ²	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Peso Propio	-66.59	-66.59	+41.87	+41.87
Presfuerzo	+868	+802.17	-217.40	-175.53
Losa	-26.68	+775.49	+26.69	-148.85
C.M.Adicional	-2.14	+773.35	+2.14	-146.71
Ménsula + TI	-449	+324.35	+449	+302.29
Carga Viva TP+TI	-297.3	+27.05	+297.3	+599.6
		∑ +27.05		∑ +599.6

Diagrama de Esfuerzos:

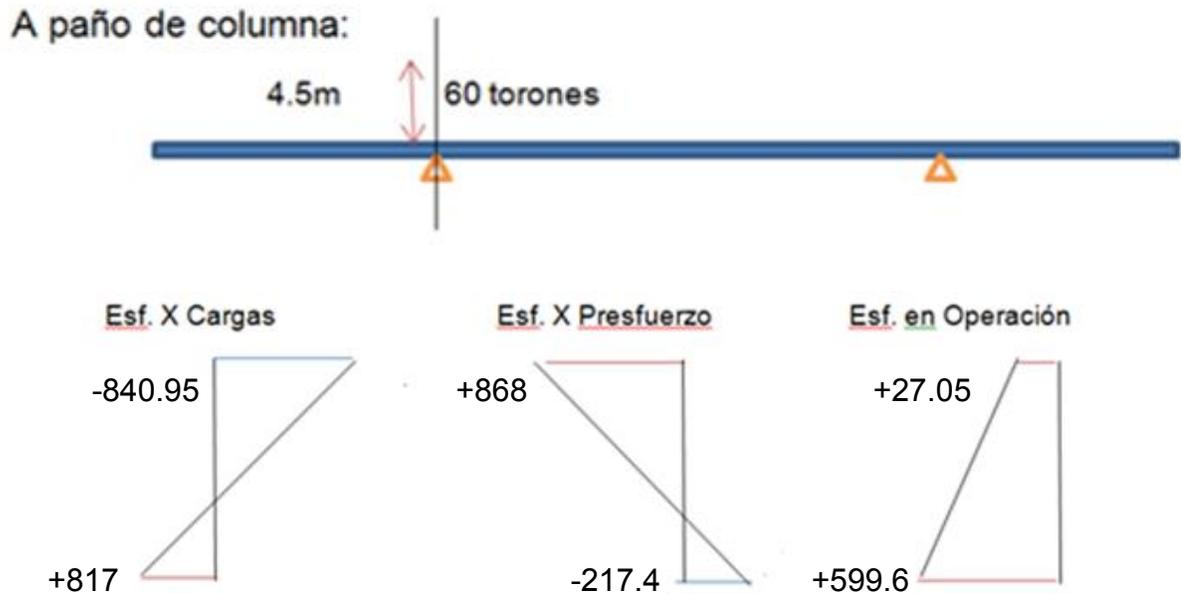


Fig.2.65 (Diagrama de esfuerzos a paño de columna)

Revisión de Esfuerzos posteriores a Pérdidas.

Esfuerzos de Servicio Posteriores a Pérdidas:

* Compresión en Concreto: $0.45f'_c$ 2700 ton/m² límite máximo

* Tensión en Concreto: $0.50\sqrt{f'_c}$ -122 ton/m² límite máximo

Posteriormente comparamos los Esfuerzos Superiores-Inferiores Actuantes contra los Esfuerzos Superiores-Inferiores Permisibles:

* ESF s = +27.05 debe ser mayor que: -122 **Correcto**

* ESF i = +599.6 debe ser menor que: 2700 **Correcto**

Revisión de Esfuerzos antes de Pérdidas.

En el punto 5.9.4.1.1 de las normas AASHTO señala que el límite de esfuerzo a compresión del concreto antes de pérdidas será de $0.60 f'_ci$

f'_{ci} = Resistencia del concreto al instante del presfuerzo inicial, en esta revisión se determina que el presfuerzo se realizó hasta que el concreto adquirió toda su resistencia, por lo que $f'_{ci} = f'_c$.

* Compresión en Concreto: $0.60f'_{ci}$ 3600 ton/m² límite máximo

* Iniciamos suponiendo un porcentaje de pérdidas = 0.13

* ESF s PoPo = 66.59 ton/m²

* ESF i PoPo = 41.87 ton/m²

* ESF s Presf = 868.75 ton/m²

* ESF i Presf = 217.40 ton/m²

* Comparamos los Esfuerzos **Antes de Pérdidas**

* ESF s = 931.98 $Esf\ s\ PoPo + \frac{Esf\ Presf}{100\% - \%}$ debe ser menor que: 3600
 $0.6 f'_c$ **Correcto**

Por lo tanto la trabe pasa la revisión de Esfuerzos antes de Pérdidas.

Pérdidas por Presfuerzo.

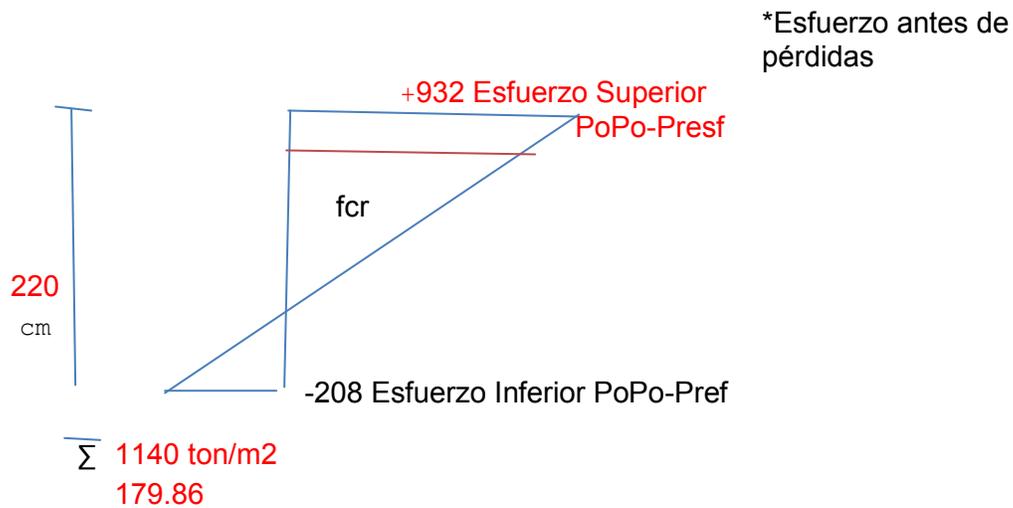
Contracción: la pérdida por contracción viene dada por la siguiente fórmula:
 $SH = 17,000 - 150RH$; donde RH es la humedad relativa del ambiente en la época en que se construye la trabe.

Sin embargo, a falta de poder conocer con certeza el valor de la humedad relativa, hemos tomado el valor de la contracción igual al valor de la resistencia del concreto de la siguiente manera: $SH = f'_c$ por lo tanto, $SH = 600\ kg/cm^2$.

Acortamiento Elástico: La pérdida por acortamiento elástico está determinado por la expresión: $ES = \frac{E_s}{E_c} * f_{cr}$ donde;

$E_s = 2100000$ es el módulo de elasticidad del acero.

$E_c = 36742$ es el módulo de elasticidad del concreto.



Interpolación lineal:

	179.86	-----	932
<i>Peralte - C</i>	165.3		856.6
* Fcr =	856.6	ton/m2	
* Es =	2100000		
* Ec =	367423		$E_c = 15000 \sqrt{f'c}$
* ES =	489.6	kg/cm2	$ES = (E_s/E_c) * f_{cr}$

- * $\Delta t =$ 1893.83 kg/cm²
- * Esfuerzo Permanente = 12350 kg/cm²
- * Esfuerzo inicial de Gateo = Σ 14243.8 kg/cm²
- * % $\Delta t =$ 13.3 % de pérdidas reales

2.14 Diseño por Tensión Diagonal.

Obtenemos el valor del cortante total de la carga muerta actuando en la estructura como la suma producida por el peso propio de la trabe, losa, banqueta, guarnición, parapeto y ménsula extrema. Posteriormente se obtiene el cortante producido por la carga viva del T3S3.

Cortante CM = 436.2 ton $V_{cm} = V_{PoPo} + V_{losa} + V_{adic} + V_{men}$

Cortante CV TI+TP = 249.8 Ton

* $V_u =$ 1231.1 ton $V_u = \frac{1.3}{0.9} [V_{cm} + \frac{5}{3} V_{cvi}]$

* $n =$ 5.7 $n = E_s / E_c$

* $f_y =$ 4200 kg/cm²

* $f_s =$ 1680 kg/cm² $f_s = 0.4 f_y$

* $f_c =$ 270 kg/cm² $f_c = 0.45 f'_c$

* $K =$ 0.48 $K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$

* $J =$ 0.84 $J = 1 - K/3$

* $d =$ 205.0 cm

* $b' =$ 30.00 cm

El cortante que toma el concreto:

* $V_{c1} = 186.07$ ton $V_c = .06 f'_c * b' * J * d$

* $V_{c2} = 65.27$ ton $V_c = 12.6 b' * J * d$

* RIGE = 65.27 ton que soporta el concreto

* $A_v = 0.80$ sep $A_v = \frac{(V_u - V_c)_{sep}}{2 f_y * J * d}$

* Proponiendo el uso de Estribos con No de Ramas = 4

* Varilla# = 5

* $a_s = 1.98$ cm²

* Separación = 10 cm

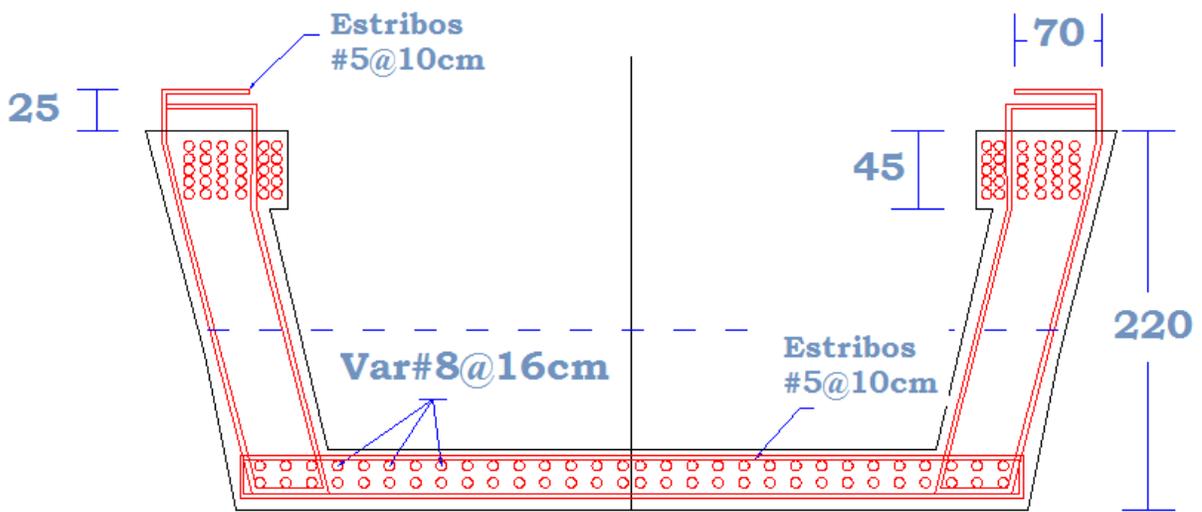


Fig.2.66 (Distribución del acero de refuerzo en trabe portante vista transversal)

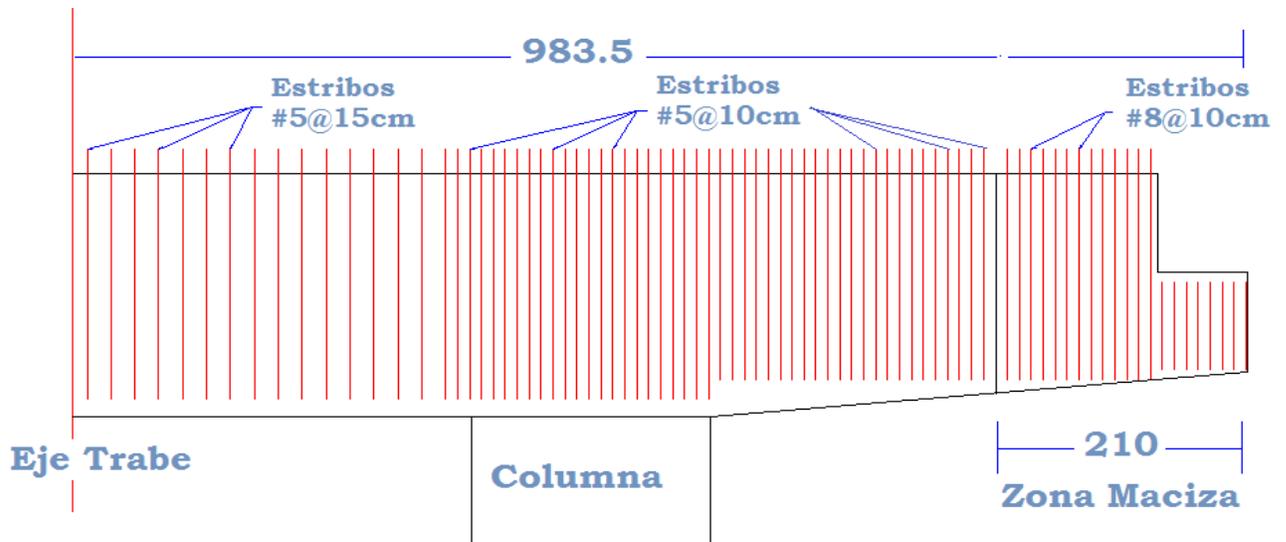


Fig.2.67 (Distribución del acero de refuerzo en trabe portante vista lateral)

2.15 Revisión por Momento Último.

Obtenemos el valor del momento flexionante total de la carga muerta actuando en la estructura como la sumatoria del momento producida por el peso propio de la trabe, losa, banqueta, guarnición, parapeto y ménsula extrema. Posteriormente se obtiene el momento producido por la carga viva del T3S3.

Momento CM = 1772.6 ton*m

Momento CV = 851 ton*m

$$M_u = \frac{1.3}{0.9} \left[M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cvi} \right]$$

Mu = 4608 ton*m

Una vez que tenemos el valor del momento último actuante procedemos a obtener el valor del momento resistente de la trabe de la siguiente manera:

* d = 205.00 cm

* A*s = 59.22 cm²

$$* P^* = 0.0006 \quad p^* = \frac{\#torones * A_{toron}}{br * d}$$

$$* F^*su = 18820.5 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*su = f's \left[1 - \frac{0.5 p^* fs}{f'c} \right]$$

$$* E.N. = 5.4 \text{ cm} \quad E.N. = \frac{1.4 * d * P^* * f^*su}{f'c}$$

$$* M_{ru} = 2259.17 \text{ ton*m} \quad M_{ru} = A_s * f^*su * d \left[1 - \frac{0.6 P^* * f^*su}{f'c} \right]$$

Una vez que tenemos el momento resistente lo comparamos con el momento actuante para ver si cumple con el requisito.

* Comparamos M_{ru} con M_u :

$$2259.17 > 3340$$

Incorrecto

2.16 Longitudes de Desadherencia.

Vamos a proponer que por lo menos el 30% de los torones estén adheridos en toda la longitud de la trabe, es decir, 22 torones estarán actuando a lo largo de la superestructura.

Los torones que siempre estarán adheridos son: 14 torones de la cama No:1 y 8 torones de la cama No:2.

	Total:	X Adherir:	Adheridos:
* No. Torones en Cama No.1 =	14	0	14
* No. Torones en Cama No.2 =	14	6	8
* No. Torones en Cama No.3 =	14	14	0
* No. Torones en Cama No.4 =	12	12	0
* No. Torones en Cama No.5 =	12	12	0
Σ	66	44	22
			Correcto

Procedemos a obtener los esfuerzos producidos por los 22 torones adheridos en el extremo de la trabe.

* Esfuerzos en el Extremo de la Trabe:

ton

$$T = \# \text{Torones} * \text{Area Toron} * .65 \text{ L.R.}$$

* T = 268.2

* C = 6.81 cm

* e = 1.28 m

excentricidad = Ys - C

* ESF s = 303.84 ton/m2

$$Esf_s = T \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right)$$

* Esf i = -81.43 ton/m2

$$Esf_i = T \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_i} \right)$$

• **Primer Grupo de Desadherencia**

En esta primera etapa optamos por adherir 6 torones de la cama No:2 y 14 torones de la cama No:3 y 2 torones de la cama No:4 a una longitud de 0.90m a partir del extremo de la trabe.

Obtenemos los esfuerzos actuantes en la trabe a 0.80m a partir del extremo:

a) Esfuerzos por Cargas

$$K = 1 - \left[\frac{L/2 - d}{L/2} \right]^2$$

* K = 0.324 EFs: -842.0 ESF i: 817.0

* ESF s = -272.77 ton/m2 $ESF_s = ESF_s * K$

* ESF i = 264.67 ton/m2 $ESF_i = ESF_i * K$

Los esfuerzos por presfuerzo del lado izquierdo son:

* ESF s = 303.84 ton/m2

* ESF i = -81.43 ton/m2

Obtenemos los esfuerzos producidos por la adherencia de los 22 torones:

* T = 536.34 ton

* C = 14.09 cm

* e = 1.2 m

excentricidad = $Y_s - C$

* ESF s = 580.84 ton/m²

$$Esf_s = T \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right)$$

* ESF i = -145.99 ton/m²

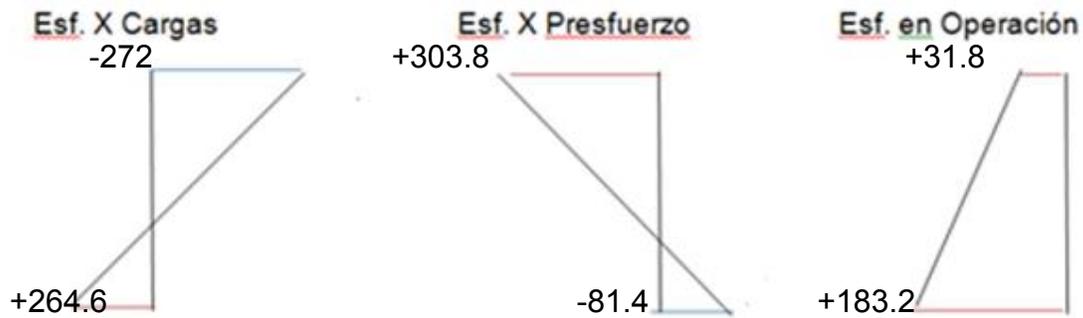
$$Esf_i = T \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_i} \right)$$

Diagrama de Esfuerzos:

A 80 cm del extremo del volado:



Lado Izquierdo:



Lado derecho:

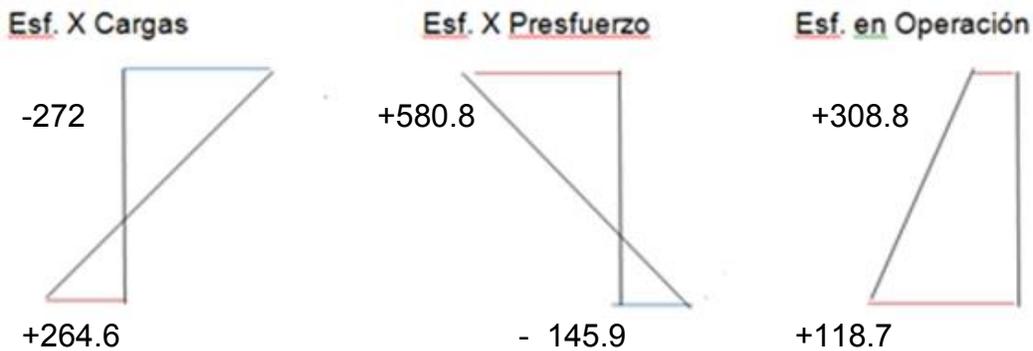


Fig.2.68 (Diagrama de esfuerzos a 80 cm del extremo de la trabe)

Segundo Grupo de Desadherencia

En esta segunda etapa optamos por adherir 10 torones de la cama No:4 y 2 torones de la cama No:5 a una longitud de 1.90 m a partir del extremo de la trabe.

Por Adherir:	Distancia:	Adherimos Torones:
0	5	0
0	10	0
0	15	0
10	20	10
12	25	2
<hr style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; height: 3px; width: 100%;"/> 22		<hr style="border-top: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; height: 3px; width: 100%;"/> Σ 12

Obtenemos los esfuerzos actuantes en la trabe a 1.90m a partir del extremo:

a) ESFUERZOS POR CARGAS

$$K = 1 - \left[\frac{L/2 - d}{L/2} \right]^2$$

* K = 0.666 ESF s: -842.0 ESF i: 817.0

* ESF s = -560.92 ton/m² $ESF s = ESF s * K$

* ESF i = 544.26 ton/m² $ESF i = ESF i * K$

Los esfuerzos por presfuerzo a la izquierdo son:

* ESF s = 580.84 ton/m²

* ESF i = -145.9 ton/m²

Obtenemos los esfuerzos producidos por la adherencia de los 12 torones:

* T = 682.61 ton

* C = 20.83 cm

* e = 1.14 m excentricidad = Ys - C

* ESF s = 707.60 ton/m² $Esf_s = T \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right)$

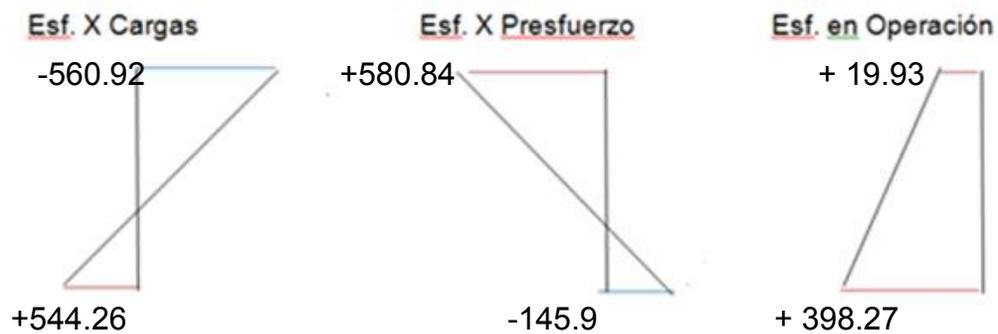
* ESF i = -165.90 ton/m² $Esf_i = T \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_i} \right)$

Diagrama de Esfuerzos:

A 1.9 del extremo del volado:



Lado Izquierdo:



Lado derecho:

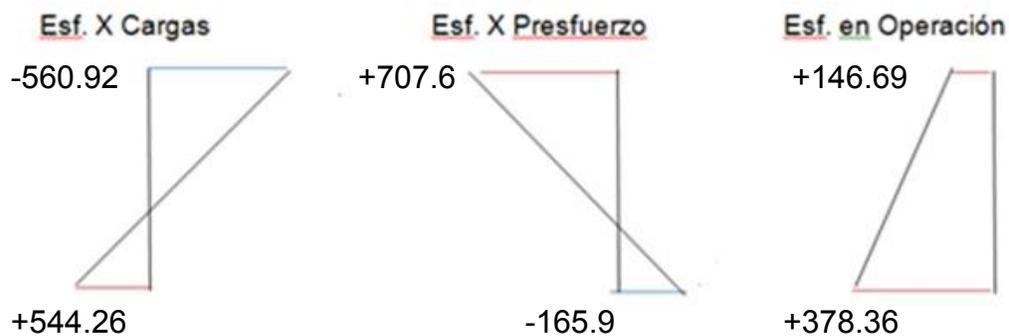


Fig.2.69 (Diagrama de esfuerzos a 1.90m del extremo de la trabe)

Tercer Grupo de Desadherencia

En esta tercera etapa optamos por adherir 10 torones de la cama No:5 a una longitud de 2.60m a partir del extremo de la trabe.

Por		Adherimos	
Adherir:	Distancia:	Torones:	
0	5	0	0
0	10	0	0
0	15	0	0
0	20	0	0
10	25	10	250
<hr/>		<hr/>	
Σ	10	Σ	10 250

Obtenemos los esfuerzos actuantes en la trabe a 2.60m a partir del extremo:

a) ESFUERZOS POR CARGAS

$$K = 1 - \left[\frac{L/2 - d}{L/2} \right]^2$$

* K = 0.822

ESF s: -842.00

ESF i: +817.00

* ESF s = -691.90 ton/m²

$ESF s = ESF s * K$

$ESF i = ESF i * K$

* ESF i = 671.35 ton/m²

Los esfuerzos por presfuerzo a la izquierdo son:

* ESF s = 707.60 ton/m²

* ESF i = -165.90 ton/m²

Obtenemos los esfuerzos producidos por la adherencia de los 8 torones:

* T = 804.50 ton

* C = 25.00 cm

* e = 1.10 m excentricidad = Ys - C

* ESF s = **810.91** ton/m² $Esf_s = T \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_s} \right)$

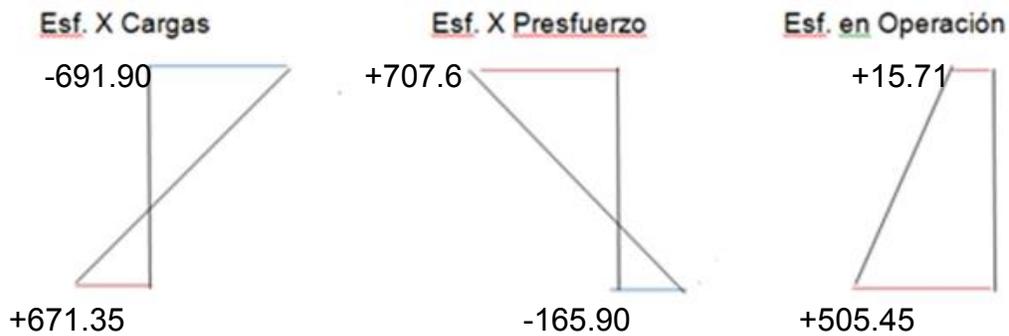
* ESF i = **-181.03** ton/m² $Esf_i = T \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_i} \right)$

Diagrama de Esfuerzos:

A **2.6 m** del extremo del volado:



Lado Izquierdo:



Lado derecho:

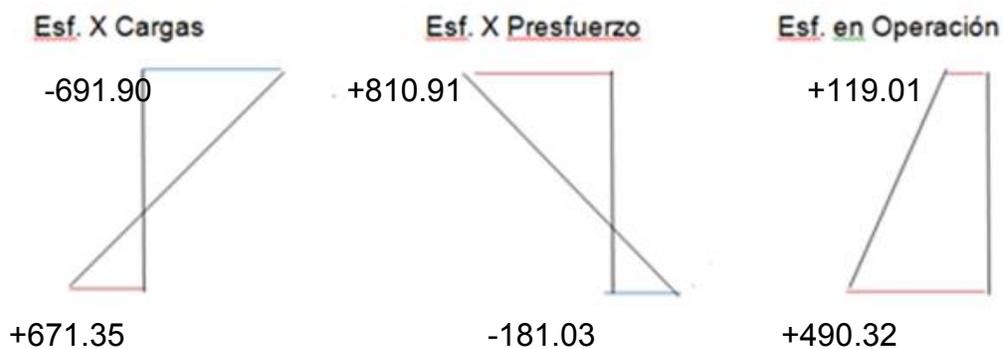


Fig.2.70 (Diagrama de esfuerzos a 2.60m del extremo de la trabe)

2.17 Diseño de Ménsulas Extremas.

Finalmente llevaremos a cabo el diseño de las ménsulas macizas que se encuentran en los extremos de las traveses para garantizar la resistencia de la superestructura al cortante existente.

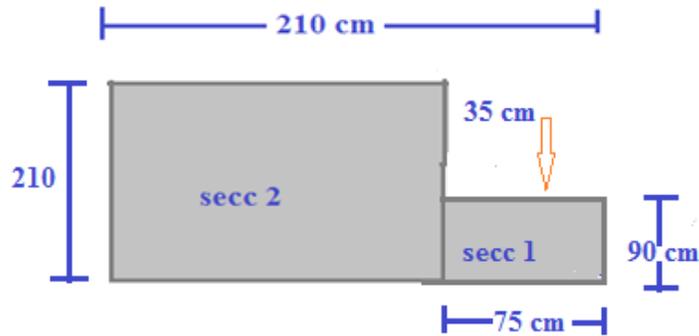


Fig.2.71 (Ménsula de apoyo de trabe portante en vista lateral)

El procedimiento consiste en determinar la descarga total de cortante en la ménsula. A partir de la forma geométrica de la ménsula obtenemos su peso:

	Altura	Base	Ancho	Concreto	Peso
W secc1	0.9	0.75	4.58	2.4	7.42
W secc2	2.1	1.35	4.58	2.4	31.16
					38.58

W ménsula = 38.58 ton

*Descarga Vertical Carga Muerta:

$$V_{cm} = 436.2 \text{ ton}$$

*Descarga Vertical Carga Viva :

$$V_{cv} = 249.8 \text{ ton}$$

Descarga Total V= **686 ton**

Momento en Sección a-a

brazo = 0.35 m

V = 686 ton

Momento Secc a-a = **240.10** ton*m momento a paño de trabe

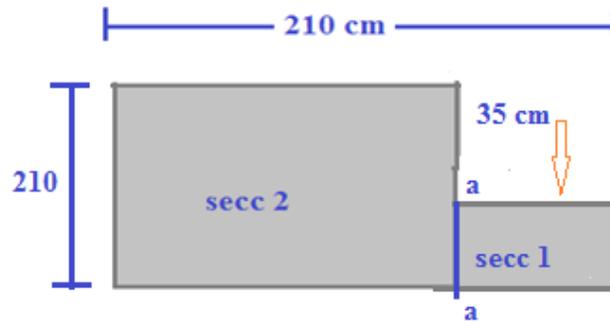


Fig.2.72 (Revisión del momento en la sección a –a de la ménsula de apoyo)

*Revisión de Peralte:

b = **458 cm**

Peralte d = **59.5 cm**

$$d = \sqrt{\frac{M}{14.8 * b}}$$

Comparamos dmin con el valor dpropuesto

59.5 < 73
cm cm

fs = 1680

J = 0.84

d = 66 cm

$$As = \frac{Md}{fs * J * d}$$

As= 233 cm²

Utilizando varillas del No: 8 con as: 5.07

No. de Varillas = 46 pzas @ 10 cm

Revisión de Sección Diagonal

* $\text{Cos } 45 = 0.7071$

$$P = V * \text{Cos}45^\circ$$

* Descarga Total $V = 485.1 \text{ ton}$

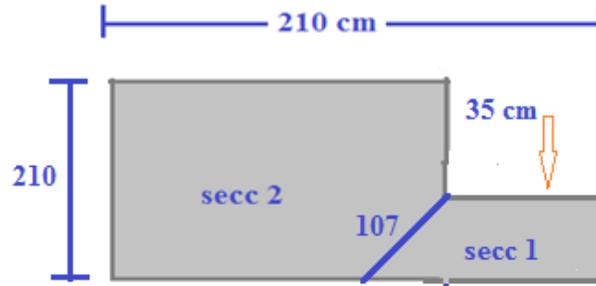


Fig.2.73 (Revisión de la sección diagonal de la ménsula de apoyo)

Dist Diagonal = 107 cm

DD2 = Dist Diag/2 = 54 cm

Z = Dist de V a Paño = 35 cm

$Y_1 = 78 \text{ cm}$ $Y_1 = DD2 + Z \text{Cos}45^\circ$

$Y_2 = 25 \text{ cm}$ $Y_2 = Z \text{Cos}45^\circ$

Mom Diag = 499.6 ton*m

$$d = \sqrt{\frac{2Md}{f_c * K * b * J}}$$

b = 100.0 cm

d = 95.9 cm

Comparamos d_{min} con d_{real} y tenemos que:

$$95.9 \text{ cm} < 107 \text{ cm}$$

$As = 232.8$ $As = \frac{Md}{f_s * J * d}$

$No \text{ Var} = As / a_s$

Utilizando Var del No: 8 con a_s : 5.07
 * No Var = 69 pzas @ 7 cm

Refuerzo por Cortante

Para el diseño de la ménsula por cortante se tomará en cuenta que todo el cortante lo tomará el acero de refuerzo.

Proponemos el uso de varillas del No: 8 con as: 5.07

Con número de ramas: 10 y una separación de 11 cm

$$J = 0.84$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 50.7 \text{ cm}^2 \quad A_v = a_s * \# \text{ ramas}$$

$$d = 90 \text{ cm}$$

$$V_{resist} = 696.8 \text{ ton} \quad V_r = \frac{A_v * f_s * J * d}{Sep}$$

Comparamos Descarga Total V con
Vresist:

$$\begin{array}{ccc} 696.8 & > & 644 \\ \text{ton} & \text{ok} & \text{ton} \end{array}$$

Refuerzo por Momento Friccionante

$$\mu = 0.6$$

$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{max} = 686 \text{ ton}$$

$$A_{sf} = 571.7 \text{ cm}^2 \quad A_{sf} = \frac{V_{max}}{f_s * \mu}$$

Utilizando Varillas del No: 8 con as: 5.07

No Var = 113 pzas

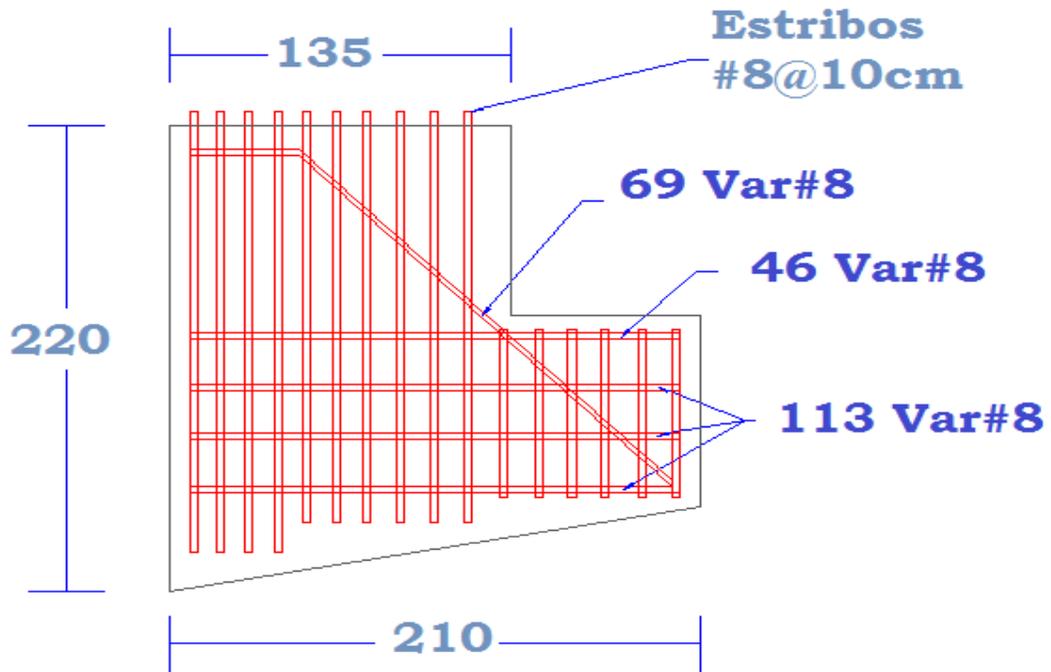


Fig.2.74 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista lateral)

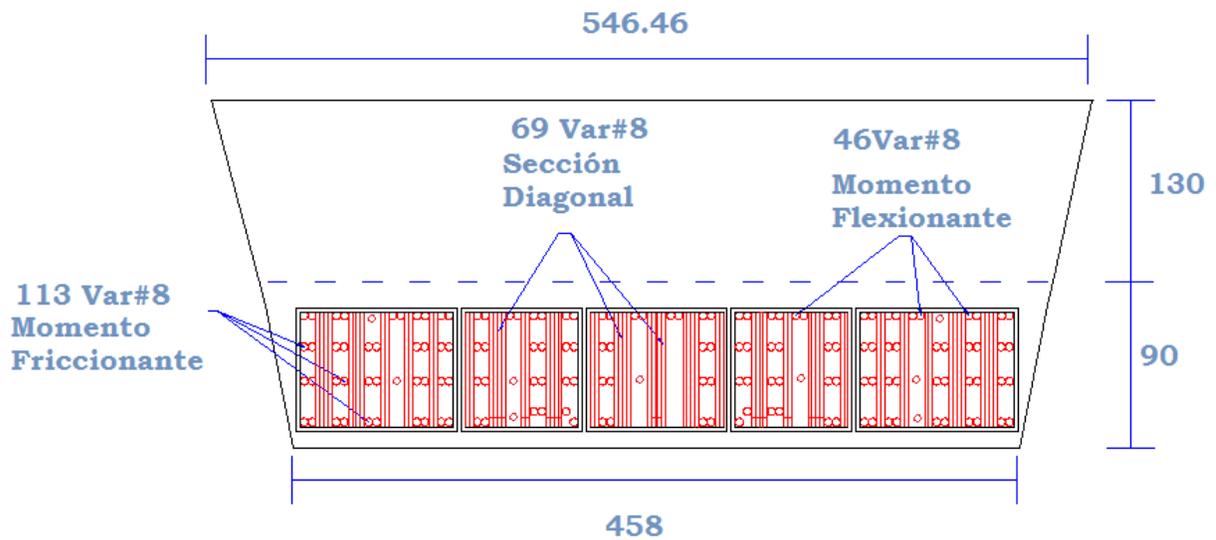


Fig.2.75 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista transversal vista a)

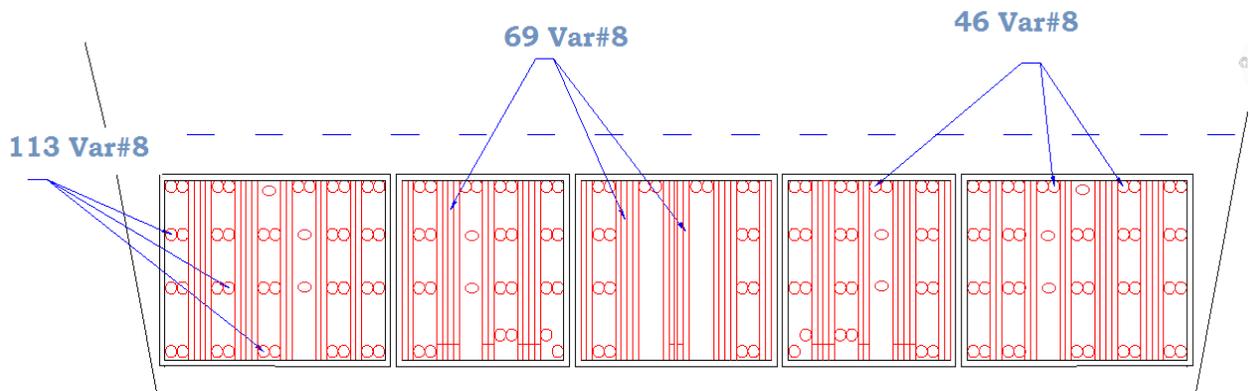


Fig.2.76 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista transversal vista b)

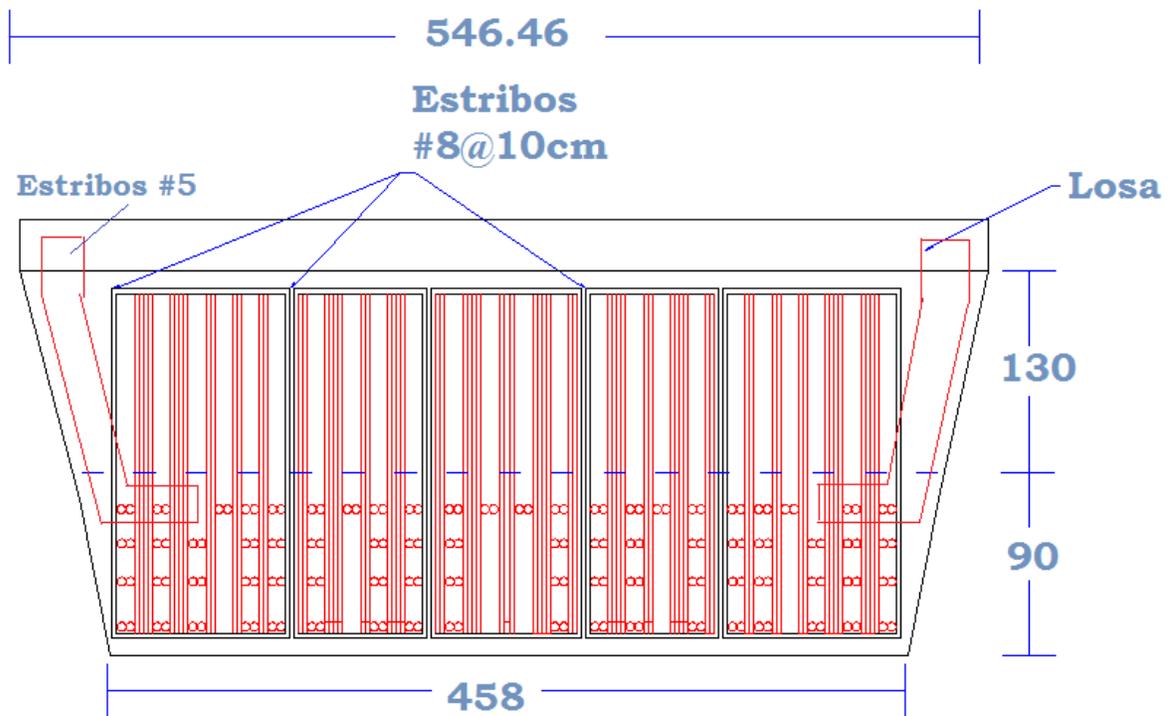


Fig.2.77 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista transversal vista c)

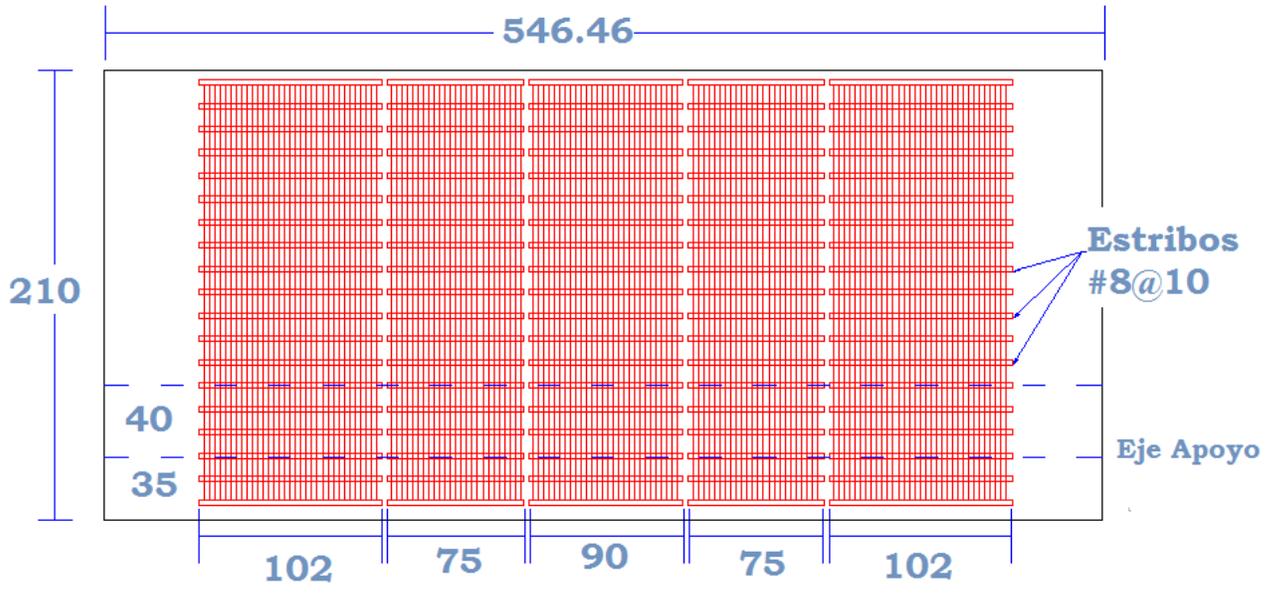


Fig.2.78 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista en planta)

Lista de Simbología

A= área de la sección del elemento estructural

as= área de acero de refuerzo

Asf= área de acero de refuerzo para desarrollar momento friccionante

A*s= área del acero de presfuerzo

Av= área mínima de refuerzo por cortante

b= ancho de la sección

b'= espesor del alma

C= centroide de los torones

Crc= escurrimiento elástico

Crs= relajación inmediata

d= peralte efectivo

Dist Diagonal= distancia diagonal en ménsula de apoyo

e= excentricidad de los torones

Ec= módulo de elasticidad del concreto

E.N.= eje neutro

ES= acortamiento elástico

Es= módulo de elasticidad el acero

ESFs= esfuerzo en la fibra superior

ESFi= esfuerzo en la fibra inferior

ESFpres s = esfuerzo producido por presfuerzo en la fibra superior

ESFpres i = esfuerzo producido por presfuerzo en la fibra inferior

F= frenaje

F.I.= factor de importancia de la estructura

f'c= resistencia nominal del concreto

F_c = factor de concentración

F'_{ci} = Resistencia del concreto al instante del presfuerzo inicial

F_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero pretensado

F'_s = resistencia última del acero de presfuerzo

F.S. = fuerza sísmica

F_s = resistencia nominal a la fluencia del refuerzo de tensión

f_y = resistencia nominal del acero de refuerzo

I = factor de impacto

J = Relación de la distancia entre los centroides de compresión y tensión al peralte

L = longitud de la viga

M = valor del momento flexionante

M_{cm} = momento por carga muerta

M_{cv+i} = momento producido por carga viva más impacto

M_{gpb} = momento producido por guarnición, parapeto y banqueta

M_u = momento último

M_{ru} = momento resistente último

P = carga por vehículo

P^* = porcentaje de acero de presfuerzo

P_oP_o = peso propio

q = carga uniforme

Q = ductilidad de la estructura

RH = humedad relativa del ambiente en la época en que se construye la trabe

SH = contracción

T = fuerza de tensión

TI = trabe intermedia

TP= trabe portante

V= valor del cortante

VE= viento en estructura

VCV= viento en carga viva

V_{cv+i}= cortante producido por carga viva más impacto

V_{cm}= cortante por carga muerta

V_{gpb}= cortante producido por guarnición, parapeto y banqueta

V_{max}= cortante máximo

V_{ménsula}= cortante producido por ménsula

V_c= resistencia nominal al corte provistas por las tensiones de tracción del concreto

V_r= cortante resistente de la estructura

V_u= cortante último

W_{guarnición} W_g = peso de la guarnición

W_{parapeto} W_p = peso del parapeto

W_{banqueta} W_b = peso de banqueta

W_{gpb} = peso de guarnición, parapeto y banqueta

W_{ménsula}= peso de la ménsula de apoyo

Z= distancia del brazo de palanca a paño de ménsula

Δ_t= pérdidas totales por presfuerzo

μ= coeficiente de fricción

Referencia de Imágenes.

Capítulo 1

Fig.1.1 (Fotografía del puente atirantado con vista de norte a sur)

Fig.1.2 (Fotografía del puente atirantado con vista de sur a norte)

Fig.1.3 (Fotografía de trabe intermedia)

Fig.1.4 (Fotografía de trabe portante)

Fig.1.5 (Planta general)

Fig.1.6 (Sección transversal del claro principal)

Fig.1.7 (Sección transversal de trabes cajón para acceso a claro principal)

Fig.1.8 (Sección transversal de trabes cajón en curva a)

Fig.1.9 (Sección transversal de trabes cajón en curva b)

Fig.1.10 (Distribución del acero de presfuerzo en trabe portante a)

Fig.1.11 (Distribución del acero de presfuerzo en trabe portante b)

Fig.1.12 (Distribución del acero de refuerzo en trabe portante c)

Fig.1.13 (Distribución del acero de refuerzo en trabe portante d)

Fig.1.14 (Distribución del acero de refuerzo en trabe portante e)

Fig.1.15 (Distribución de acero de refuerzo en vista lateral a)

Fig.1.16 (Distribución del acero de refuerzo en vista lateral b)

Fig.1.17 (Distribución del acero de refuerzo en vista lateral c)

Fig.1.18 (Trabe portante en vista lateral: zona maciza)

Fig.1.19 (Ménsula de la trabe portante vista lateral a)

Fig.1.20 (Ménsula de la trabe portante vista transversal a)

Fig.1.21 (Ménsula de la trabe portante vista transversal b)

Fig.1.22 (Ménsula de la trabe portante vista en planta)

Fig.1.23 (Distribución del acero de presfuerzo en trabe intermedia)

Fig.1.24 (Distribución del acero de refuerzo en trabe intermedia a)

Fig.1.25 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral a)

Fig.1.26 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral b)

Fig.1.27 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral c)

Fig.1.28 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral d)

Fig.1.29 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral e)

Fig.1.30 (Distribución del acero de refuerzo vista lateral f)

Fig.1.31 (Trabe intermedia en vista transversal)

Fig.1.32 (Trabe intermedia seccionada)

Fig.1.33 (Trabe portante en vista transversal)

Fig.1.34 (Modelo de carga viva T3-S3)

Fig.1.35 (Modelo de carga viva HS-20)

Capítulo 2

Fig. 2.1 (Diagrama de momento y cortante para trabe simplemente apoyada)

Fig.2.2 (Modelo de carga viva T3S3)

Fig.2.3 (Modelo de carga viva en posición para obtener momento máximo)

Fig.2.4 (Líneas de influencia en trabe intermedia)

Fig.2.5 (Modelo de carga viva en posición para obtener cortante máximo)

Fig.2.6 (Distribución de presfuerzo en plano original)

Fig.2.7 (Distancia de cama de torones a lecho inferior de trabe)

Fig.2.8 (Distribución del acero de presfuerzo en trabe intermedia)

Fig.2.9 (Diagrama de esfuerzos en centro del claro)

Fig.2.10 (Distribución del acero de refuerzo en trabe intermedia)

Fig.2.11 (Distribución del acero de refuerzo en trabe intermedia vista lateral)

Fig.2.12 (Diagrama de esfuerzos a un metro del extremo de la trabe)

Fig.2.13 (Diagrama de esfuerzos a dos metros del extremo de la trabe)

Fig.2.14 (Diagrama de esfuerzos a cuatro metros del extremo de la trabe)

Fig.2.15 (Diagrama de esfuerzos a siete metros del extremo de la trabe)

Fig.2.16 (Diagrama de esfuerzos a diez metros del extremo de la trabe)

Fig.2.17 (Diagrama de esfuerzos a trece metros del extremo de la trabe)

Fig.2.18 (Ménsula de apoyo de trabe intermedia en vista lateral)

Fig.2.19 (Revisión del momento en la sección a –a de la ménsula de apoyo)

Fig.2.20 (Revisión de la sección diagonal de la ménsula de apoyo)

Fig.2.21 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista lateral)

Fig.2.22 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista transversal)

Fig.2.23 (Losa en voladizo: distancias a partir de paño de trabe cajón)

Fig.2.24 (Losa en voladizo: distancia a partir paño de trabe cajón a eje carga viva)

Fig.2.25 (Losa intermedia en vista transversal)

Fig.2.26 (Distribución de acero de refuerzo en losa)

Fig.2.27 (Sistema gerber: trabe intermedia y trabe portante)

Fig.2.28 (Modelo de carga viva en sistema gerber)

Fig.2.29 (Líneas de influencia en trabe intermedia)

Fig.2.30 (Modelo de carga viva en sistema gerber opción b)

Fig.2.31 (Diagrama de momento y cortante de viga en voladizo con carga puntual)

Fig.2.32 (Diagrama de momento y cortante de viga en voladizo con carga uniforme)

Fig.2.33 (Combinación de carga grupo I: carga muerta)

Fig.2.34 (Diagrama de momento y cortante de trabe portante: carga muerta)

Fig.2.35 (Combinación de carga grupo I: carga viva en trabe portante)

Fig.2.36 (Diagrama de momento y cortante de trabe portante: carga viva en trabe portante)

Fig.2.37 (Combinación de carga grupo I: carga viva por trabe intermedia)

Fig.2.38 (Diagrama de momento y cortante de trabe portante: carga viva en trabe intermedia)

Fig.2.39 (Combinación de carga grupo I: carga viva y muerta)

Fig.2.40 (Diagrama de momento y cortante en subestructura por combinación de carga de grupo I)

Fig.2.41 (Peralte de trabe portante)

Fig.2.42 (Combinación de carga grupo III: carga viva por trabe intermedia)

Fig.2.43 (Diagrama de momento y cortante en trabe portante: por carga viva en trabe intermedia)

Fig.2.44 (Diagrama de momento y cortante en subestructura: por carga viva en trabe intermedia)

Fig.2.45 (Combinación de carga grupo III: carga viva en trabe portante)

Fig.2.46 (Diagrama de momento y cortante en trabe portante: por carga viva en trabe portante)

Fig.2.47 (Diagrama de momento y cortante en subestructura: por carga viva en trabe portante)

Fig.2.48 (Combinación de carga grupo III: carga muerta, viento y frenaje)

Fig.2.49 (Diagrama de momento y cortante en superestructura: por carga muerta,viento y frenaje)

Fig.2.50 (Diagrama de momento y cortante en subestructura: por carga muerta,viento y frenaje)

Fig.2.51 (Espectro sísmico)

Fig.2.52 (Combinación de carga grupo VII: carga muerta y sismo en dirección X)

Fig.2.53 (Diagrama de momento y cortante de superestructura)

Fig.2.54 (Desplazamiento de superestructura en el extremo)

Fig.2.55 (Diagrama de momento y cortante de subestructura)

Fig.2.56 (Desplazamiento de subestructura en la unión con la superestructura)

Fig.2.57 (Combinación de carga grupo VII: carga muerta y sismo dirección Z)

Fig.2.58 (Diagrama de momento y cortante de superestructura: plano1)

Fig.2.59 (Diagrama de momento y cortante de superestructura: plano2)

Fig.2.60 (Desplazamiento de superestructura en el extremo)

Fig.2.61 (Diagrama de momento y cortante en subestructura: carga muerta y sismo dirección Z)

Fig.2.62 (Desplazamiento de subestructura en la unión con la superestructura)

Fig.2.63 (Distribución del acero de presfuerzo en trabe portante)

Fig.2.64 (Distribución del presfuerzo en trabe portante)

Fig.2.65 (Diagrama de esfuerzos a paño de columna)

Fig.2.66 (Distribución del acero de refuerzo en trabe portante vista transversal)

Fig.2.67 (Distribución del acero de refuerzo en trabe portante vista lateral)

Fig.2.68 (Diagrama de esfuerzos a 80 cm del extremo de la trabe)

Fig.2.69 (Diagrama de esfuerzos a 1.90m del extremo de la trabe)

Fig.2.70 (Diagrama de esfuerzos a 2.60m del extremo de la trabe)

Fig.2.71 (Ménsula de apoyo de trabe portante en vista lateral)

Fig.2.72 (Revisión del momento en la sección a –a de la ménsula de apoyo)

Fig.2.73 (Revisión de la sección diagonal de la ménsula de apoyo)

Fig.2.74 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista lateral)

Fig.2.75 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista transversal vista a)

Fig.2.76 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista transversal vista b)

Fig.2.77 (Distribución de acero de refuerzo en ménsula de apoyo vista transversal vista c)

CONCLUSIONES

Una vez terminado el trabajo de esta tesina se presenta a continuación las conclusiones obtenidas producto de la revisión y diseño de la trabe portante e intermedia.

1. Revisión de la Trabe Intermedia.

- El análisis estructural de la trabe intermedia se lleva a cabo considerando al elemento como una viga simplemente apoyada.
- Se lleva a cabo la revisión por Momento Máximo tomando en cuenta que el plano original muestra 184 torones ubicados en la parte inferior de la estructura. Una vez que se hace el análisis de esfuerzos provocados por carga y esfuerzos provocados por el presfuerzo se obtuvieron los siguientes resultados:

Comparación de Esfuerzos	
ESFi actuante	-1642 ton/m ²
ESFi presfuerzo	+1537.52 ton/m ²
Diferencia	-104.48 ton/m ²

- Como se puede observar existe una tensión en la parte inferior de la trabe de 104.48 ton/m² = 10.48kg/cm² lo cual no es conveniente para la estructura, por lo que es necesario realizar un nuevo diseño.

2. Diseño de la Trabe Intermedia.

- Se aumentó el número de torones de la trabe intermedia pasando de 184 a 198 y se realizó una revisión por Momento Máximo. Una vez más se hace la comparación de los esfuerzos provocados por el presfuerzo y los esfuerzos provocados por las cargas y tenemos que:

Comparación de Esfuerzos	
ESFi actuante	-1641.6 ton/m ²
ESFi presfuerzo	+1664.2 ton/m ²
Diferencia	+ 22.70 ton/m ²

- En esta ocasión se observa que ya no existe tensión en la parte inferior de la trabe, por lo que se considera que la cantidad de 198 torones es adecuada.
- En la siguiente tabla se muestra la diferencia que hay entre el diseño original y el diseño propuesto en esta tesina.

Trabe Intermedia					
		Plano Original	Propuesta	Diferencia	Dif.
			Tesina		en%
Número de torones:		198	184	-14	-7%

- Después se llevó a cabo la revisión del Momento Resistente $MR=6422$ ton*m donde se verificó que era mayor que el Momento Último = 5352 ton*m, por lo cual la sección es adecuada.
- En la revisión por Tensión Diagonal se observa que el plano original muestra un refuerzo de 4 ramas con varilla del no.5 a cada 13cm mientras que en el diseño propuesto en la tesina se tiene una separación de 15cm, lo cual es una diferencia mínima.

Tensión Diagonal			
	Plano Original	Tesina	Diferencia
Numero de ramas:	4	4	0

Varilla del No:	5	5	-
Separación:	13cm	15cm	2cm

- En el diseño de las Ménsula Extrema se propuso un refuerzo con 45 varillas colocadas a una inclinación de 45° para absorber los esfuerzos por sección diagonal. En el plano original no se tiene contemplado este refuerzo.
- La siguiente tabla muestra la diferencia que existe entre el plano original y el diseño propuesto en esta tesina en las ménsulas de apoyo:

Ménsula Apoyo			
	Plano Original	Tesina	Diferencia
1.- Momento Flexionante			
Número de varillas:	40	36	-4
Varilla del No:	8	8	-
2.- Momento Friccionante			
Número de varillas:	68	70	+2
Varilla del No:	8	8	-
3.- Refuerzo por Cortante			
Estribos del No:	8	8	-
No. de Ramas:	10	10	0
Separación:	13	12	-1cm
4.- Sección Diagonal			

Varillas del No:	0	8	
Número de varillas:	0	45	+45

3. Revisión de Trabe Portante.

- Para el modelo análisis de la trabe portante se tomó en cuenta el trabajo en conjunto con la trabe intermedia mediante la cual forma el sistema gerber.
- Se obtuvieron los esfuerzos actuantes en la trabe producidos por las combinaciones de carga No.1, 3 y 7. Resultando ser la combinación de carga No.1 la que presentó los mayores esfuerzos para la estructura y por lo tanto la que rige el diseño de la misma.
- Se lleva a cabo la revisión por Momento Máximo tomando en cuenta que en el plano original se tienen 90 torones ubicados en la parte superior de la estructura. Una vez que se hace el análisis de esfuerzos provocados por carga y esfuerzos provocados por el presfuerzo se obtuvieron los siguientes resultados:

Comparación de Esfuerzos	
ESFi actuante	-842 ton/m ²
ESFi presfuerzo	+1181 ton/m ²
Diferencia	+339 ton/m ²

- Como se observa en la tabla anterior el esfuerzo creado por el presfuerzo es mayor al esfuerzo actuante, por lo tanto, no hay tensión en la estructura. Sin embargo es conveniente realizar un nuevo diseño para verificar si se puede reducir el número de torones empleados ya que existe una diferencia de 339 ton/m² que está de más.

- Después se llevó a cabo la revisión del Momento Resistente $MR=3353$ ton*m donde se obtiene un valor mayor al del Momento Último = 3340 ton*m, por lo cual la sección es adecuada.

4. Diseño de Trabe Portante

- Se disminuyó el número de torones de la trabe portante pasando de 90 a 60 y se realizó una revisión por Momento Máximo. Una vez más se hace la comparación de los esfuerzos provocados por el presfuerzo y los esfuerzos provocados por las cargas y tenemos que:

Comparación de Esfuerzos	
ESFi actuante	-842 ton/m ²
ESFi presfuerzo	+868 ton/m ²
Diferencia	+26 ton/m ²

- Se puede observar que aunque se redujo el número de torones en 30% los esfuerzos por presfuerzo se mantienen por arriba de los esfuerzos actuantes, con lo que seguimos sin tener esfuerzos de tensión en el elemento.

Trabe Portante				
	Plano Original	Tesina	Diferencia	Dif. en%
Número de torones:	90	60	30	-33%

- Después se llevó a cabo la revisión del Momento Resistente $MR=2259$ ton*m donde se arrojó un valor menor al del Momento Último = 3340 ton*m, por lo cual la sección es inadecuada. Es decir, el número de torones que requiere la trabe portante es de 90 como le señala el plano original.

- En la revisión por Tensión Diagonal el plano original muestra un refuerzo de 4 ramas con varilla del no.5 a cada 13cm mientras que en la revisión de esta tesina se obtiene una separación de 10cm, lo cual es una diferencia mínima.

Tensión Diagonal			
	Plano Original	Tesina	Diferencia
Numero de ramas:	4	4	0
Varilla del No:	5	5	-
Separación:	13cm	10cm	5cm

- Al igual que en la trabe intermedia, en esta tesina se propone para la Ménsula Extrema un refuerzo con 45 varillas colocadas a una inclinación de 45° para absorber los esfuerzos por sección diagonal. En el plano original no se tiene contemplado este refuerzo.
- En la siguiente tabla se muestra una comparativa del refuerzo en la ménsula de apoyo del plano original y el propuesto en esta tesina:

Ménsula Apoyo			
	Plano Original	Tesina	Diferencia
1.- Momento Flexionante			
Número de varillas:	40	44	+4
Varilla del No:	8	8	-
2.- Momento Friccionante			

Número de varillas:	68	106	+38
Varilla del No:	8	8	-
3.- Refuerzo por Cortante			
Estribos del No:	8	8	-
No. de Ramas:	10	10	0
Separación:	13	10	-3cm
4.- Sección Diagonal			
Varillas del No:	0	8	
Número de varillas:	0	45	+45

Se puede afirmar que la única diferencia importante que existe entre los planos originales y los resultados obtenidos en esta tesina son las referentes a las ménsulas de apoyo. La diferencia radica en que en esta tesina se propone el uso de varillas colocadas a 45° destinadas a absorber esfuerzos por sección diagonal para brindar mayor seguridad a la estructura.

BIBLIOGRAFÍA.

Normas Técnicas para el proyecto de puentes carreteros – AASHTO Estándar 2002.

Normas SCT-Secretaria de Comunicaciones y Transporte:

N-PRY-CAR-6-01-001/01

N-PRY-CAR-6-01-002/01

N-PRY-CAR-6-01-003/01

N-PRY-CAR-6-01-004/01

N-PRY-CAR-6-01-005/01

N-PRY-CAR-6-01-006/01

N-PRY-CAR-6-01-007/01

N-PRY-CAR-6-03-002/01

N-PRY-CAR-6-01-002/01

N-PRY-CAR-6-01-002/01

N-PRY-CAR-6-01-002/01

Análisis Estructural, Gonzáles Cuevas, Profesor de la Universidad Metropolitana – Azcapotzalco, 2002, Editorial Limusa, S.A. de C.V., Grupo Noriega Editores Baldera 95, México D.F.

Análisis de Estructuras, Métodos Clásico y Matricial, Rudolf E, Jack Mc Cormac Elling, 1994 Ediciones Alfaomega S.A. de C.V., Apartado Postal 7-1032, 06700, México D.F.

Diseño de Estructuras de Concreto, Arthur H. Nilson, Mc Graw Hill, Edición duodécima, 2001, México D.F.