



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“ACTIVIDADES DESARROLLADAS EN
EL PROCESO DE DISEÑO DE 4 ESTRUCTURAS”**

INFORME ESCRITO

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:
EDUARDO MANDUJANO ROMÁN**

**AVAL:
ING. JUAN CARLOS MANDUJANO LÓPEZ**



CD. UNIVERSITARIA MÉXICO, D.F.

2008

TEMARIO

Capitulo 1

- Diseño estructural para la reconstrucción del puente para ferrocarril "Comitancillo" ubicado en el Km. Z-265+490 (Z-265+365) del tramo Matías Romero – Salina Cruz en el estado de Oaxaca.

Capitulo 2

- Diseño estructural del Paso Inferior Peatonal con Rampas "Santiago Apóstol" que se encuentra ubicado en el kilómetro 584+232.60 del tramo Uriangato – Salamanca en la carretera Morelia – Salamanca.

Capitulo 3

- Diseño de Cimbra para el colado de módulos de sección cajón para Túnel sumergido.

Capitulo 4

- Diseño estructural del proyecto de modernización de la caseta de Peaje "Ojo de Agua" ubicada en el kilómetro 24+790 de la autopista México – Pachuca.

DEDICATORIA

Este trabajo y todo aquel esfuerzo que representa desde el inicio de mis estudios está dedicado a mis padres, ya que sin su apoyo difícilmente habría logrado alcanzar esta meta.

*Sr. Héctor Mandujano López.
Sra. Blanca Román Gordillo.*

AGRADECIMIENTO

A mis hermanos, primos, tíos, amigos y maestros que compartieron conmigo toda mi etapa de estudiante, apoyándome en todo momento por mas difícil que fuera.

Un agradecimiento especial a mi tío y maestro Ing. Juan Carlos Mandujano López por su apoyo y colaboración para la realización de este informe.

Y a esta institución educativa de la cual estoy orgulloso de pertenecer.



Contenido

	<i>Página</i>
Temario.....	2
Agradecimientos.....	3
Introducción.....	4
Capítulo 1	
“Diseño estructural para la reconstrucción del puente para ferrocarril “Comitancillo” ubicado en el Km. Z-265+490 (Z-265+365) del tramo Matías Romero – Salina Cruz en el estado de Oaxaca.”	
Capítulo 1.1 Descripción del proyecto.....	9
Capítulo 1.2 Elaboración del proyecto.....	11
○ 1.2.1. Necesidades geométricas que deberá cumplir el puente.....	11
○ 1.2.2. Estudios realizados.....	11
○ 1.2.3. Criterio de Diseño Utilizados.....	12
○ 1.2.4. Comentarios.....	14
Capítulo 1.3 Anteproyecto.....	15
Capítulo 1.4 Memoria de cálculo.....	17
○ 1.4.1. Cálculo de elementos mecánicos debido a la Carga viva.....	17
○ 1.4.2. Cálculo de vigas principales.....	23
1.4.2.1. Diseño de los patines y cubre-placas.....	24
1.4.2.2. Diseño de soldadura en viga principal.....	27
1.4.2.3. Revisión del alma.....	28
○ 1.4.3. Cálculo del apoyo intermedio.....	32
1.4.3.1. Análisis del cabezal.....	32
1.4.3.2. Análisis de las columnas.....	35
Capítulo 1.5 Presentación de resultados.....	39
○ 1.5.1. Superestructura.....	39
○ 1.5.2. Subestructura.....	41
○ 1.5.3. Apoyos.....	42
Capítulo 1.6 Comentarios Generales.....	43



Capítulo 2

“Diseño estructural del Paso Inferior Peatonal con Rampas “Santiago Apóstol” que se encuentra ubicado en el kilómetro 584+232.60 del tramo Uriangato – Salamanca en la carretera Morelia – Salamanca.”

Capítulo 2.1 Descripción del proyecto.....	45
Capítulo 2.2 Elaboración del proyecto.....	47
o 2.2.1. Necesidades de servicio consideradas.....	47
o 2.2.2. Estudios realizados.....	47
o 2.2.3. Criterio de Diseño Utilizados.....	47
o 2.2.4. Comentarios.....	51
Capítulo 2.3 Anteproyecto.....	52
Capítulo 2.4 Memoria de cálculo.....	53
o 2.4.1. Cálculo de Trabes.....	53
o 2.4.2. Cálculo de Pilas 5 y 6 (cabezal).....	60
o 2.4.3. Cálculo de Pilas 5 y 6 (columnas).....	64
o 2.4.4. Cálculo de Pilas 5 y 6 (zapata).....	68
Capítulo 2.5 Presentación de resultados.....	73
o 2.5.1. Superestructura.....	74
o 2.5.2. Subestructura.....	76
2.5.2.1. Estribo No. 1.....	77
2.5.2.2. Apoyo No. 2 y 5.....	79
2.5.2.3. Apoyo No. 3 y 4.....	80
Capítulo 2.6 Comentarios Generales.....	81



Capítulo 3

“Diseño de Cimbra para el colado de módulos de sección cajón para Túnel sumergido.”

Capítulo 3.1 Descripción del proyecto	83
Capítulo 3.2 Antecedentes	84
Capítulo 3.3 Anteproyecto	89
○ 3.3.1. Descripción de la propuesta No. 1.....	89
3.3.1.1. Propuesta 1 Etapa No. 2 “Colado de muros centrales”.....	89
3.3.1.2. Propuesta 1 Etapa No. 3 “Colado de muros exteriores y losa superior”	90
○ 3.3.2. Descripción de la propuesta No. 2.....	91
3.3.2.1. Propuesta 2 Etapa No 2 “Colado de muros centrales”.....	91
3.3.2.2. Propuesta 2 Etapa No. 3 “Colado de muros exteriores y losa superior”	92
Capítulo 3.4 Memoria de cálculo	93
○ 3.4.1. Descripción del desarrollo de la memoria de cálculo.....	93
○ 3.4.2. Diseño de cimbra.....	94
3.4.2.1. Diseño cimbra para losa superior.....	94
3.4.2.2. Cálculo de rigidizadores.....	95
○ 3.4.3. Modulación y diseño de la estructura.....	96
3.4.3.1. Características del modelo propuesto como solución 2.....	96
○ 3.4.4. Soportes de la estructura.....	97
○ 3.4.5. Articulaciones.....	98
Capítulo 3.5 Presentación de resultados	99
○ 3.5.1. Análisis de esfuerzos actuantes en los elementos.....	99
○ 3.5.2. Análisis de deformaciones.....	100
○ 3.5.3. Procedimiento operativo y descripción del sistema de cimbrado.....	102
3.5.3.1. Etapa 3.1.....	104
3.5.3.2. Etapa 3.2.....	105
3.5.3.3. Etapa 3.3.....	106
3.5.3.4. Etapa 3.4.....	107
Capítulo 3.6 Comentarios Generales	109



Capítulo 4

“Diseño estructural del proyecto de modernización de la caseta de Peaje “Ojo de Agua” ubicada en el kilómetro 24+790 de la autopista México – Pachuca.”

Capítulo 4.1 Descripción del proyecto.....	111
Capítulo 4.2 Antecedentes.....	114
o 4.2.1. Necesidades geométricas que deberá cumplir el proyecto.....	114
o 4.2.2. Necesidades estructurales.....	114
o 4.2.3. Comentarios.....	116
Capítulo 4.3 Anteproyecto.....	117
o 4.3.1. Ventajas de la solución conceptual seleccionada.....	121
o 4.3.2. Desventajas de la solución conceptual seleccionada.....	121
Capítulo 4.4 Memoria de cálculo.....	122
o 4.4.1. <i>Materiales</i>	123
o 4.4.2. <i>Cargas sobre la estructura del Paso Inferior Peatonal y Techumbre</i>	124
o 4.4.3. <i>Estados de límites</i>	137
o 4.4.4. <i>Análisis de la subestructura</i>	140
4.4.4.1. Análisis de columnas.....	140
4.4.4.2. Análisis de la cimentación.....	142
4.4.4.3. Diseño de la zapata.....	143
4.4.4.4. Diseño de la contratrabe.....	156
Capítulo 4.5. Presentación de resultados.....	158
o 4.5.1. Superestructura.....	158
o 4.5.2. Subestructura.....	162
Capítulo 4.6. Comentarios Generales.....	164



Introducción

El presente documento tiene como finalidad el mostrar algunos de los alcances y habilidades adquiridas tanto académica como laboralmente con el propósito de avalar la obtención del título de Ingeniero Civil, para ello se presenta una recopilación de trabajos elaborados dentro del periodo de marzo a septiembre del 2007 todos ellos otorgados a la empresa donde actualmente laboro, dichos trabajos fueron seleccionados en base al grado de dificultad y requerimientos técnicos que presentan, tratando de evitar que los procesos desarrollados para su diseño y soluciones fueran similares, con la intención de diversificar las actividades que en su mayoría están enfocadas al diseño estructural.

El documento se estructuró dividiéndolo en 4 capítulos generales, cada uno dividido en 5 sub-capítulos dentro de los cuales se trató de dar una perspectiva general del proyecto a resolver describiendo las características principales tanto geométricas como técnicas, una o dos soluciones preliminares o conceptuales, la solución seleccionada justificando la decisión, el desarrollo de dicha solución indicando la metodología y la normatividad utilizada y la presentación de resultados donde se indican los datos y las secciones resultantes del análisis que nos arrojan en conjunto el proyecto definitivo. Cabe señalar que con la intención de no presentar un documento demasiado extenso y confuso se evitó integrar la mayoría de resultados parciales que surgen a lo largo del diseño, utilizando únicamente aquellos resultados definitivos o los que por alguna razón técnica se consideró conveniente mostrar por su utilidad para justificar la decisión tomada, de igual manera se evitó la inserción de resultados de corridas arrojadas por los programas de cálculo que se utilizaron como herramientas auxiliares para el diseño principalmente de las estructuras metálicas, para suplir la falta de los datos omitidos se decidió recurrir al apoyo de gráficos que aunque no nos proporcionan datos particulares de cada elemento nos proporcionan una perspectiva general y mas sencilla de visualizar del comportamiento integral de la estructura o de los resultados que arroja el programa.

Los proyectos seleccionados incluyen actividades que involucran el uso de diferentes metodologías de diseño como son: diseño de elementos de concreto reforzado, diseño de elementos de concreto presforzado y diseño de elementos de acero utilizando diferentes normatividades según lo requiere cada proyecto, además se utilizó la aplicación de métodos para el análisis sísmico (método de fuerza estática equivalente) y análisis por viento. Aunque el 90% de las actividades son de diseño estructural se requirió de la interpretación de estudios y apoyo de otras disciplinas como: geotecnia, hidrología y topografía.

Los criterios de diseño utilizados en cada proyecto se definieron en base a la zona, los materiales, la función y a las indicaciones y recomendaciones realizadas por la dependencia contratante del proyecto.

Por último a cada capítulo se le incluyeron comentarios finales donde se hace mención de la experiencia adquirida después de haber ejecutado cada diseño, así como de las dificultades que se presentaron durante el proceso.

Es importante mencionar que los cálculos que incluye el presente documento son en su mayoría específicos para el tipo de estructura y características particulares, en caso de que alguno de ellos pueda ser de utilidad para la solución de un problema que presente cierta similitud se recomienda revisar la bibliografía indicada en cada capítulo.



Capítulo 1

- Diseño estructural para la reconstrucción del puente para ferrocarril “Comitancillo” ubicado en el Km. Z-265+490 (Z-265+365) del tramo Matías Romero – Salina Cruz en el estado de Oaxaca.

Capítulo 1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Elaboración del proyecto estructural del puente para ferrocarril “Comitancillo” ubicado en el Km. Z-265+490 (Z-265+365) del tramo Matías Romero – Salina Cruz en el estado de Oaxaca.

El puente para ferrocarril “Comitancillo” originalmente era una estructura formada por una superestructura con 8 claros de 12 m cada uno, constituidos por losas macizas de concreto sobre las cuales se apoyaban los durmientes y los rieles del ferrocarril, dicha superestructura se soportaba por cabezales de concreto reforzado el cual se apoya en una columna oblonga sobre una zapata de liga, que descarga las reacciones de la estructura a 12 pilotes de 0.6 m de diámetro.

En el año 2005 la estructura sufrió daños severos debido a niveles de agua extraordinarios que sobrepasaron la capacidad hidráulica de diseño bajo el puente, dañando la superestructura y demoliendo 3 tramos de esta, dejando completamente inservibles los apoyos de los mismos.

A fin de solucionar este corte en las vías de comunicación, se construyó de forma provisional una superestructura de madera apoyada sobre cabezales de madera, que a su vez se apoyan en pilas de cimentación de acero.

El aumento en el cauce del río provocó daños en los apoyos extremos del puente, socavando y erosionando las losas de protección del terraplén del apoyo No 1 y demoliendo por completo el apoyo final destruyendo parte del terraplén.

Como solución temporal se construyó un estribo de madera con un tablaestacado a base de pilotes de acero para contener un terraplén provisional que pudiese seguir dando servicio al paso de ferrocarriles.



Datos Generales

Nombre: PUENTE PARA FERROCARRIL "COMITANCILLO"

Tramo: MATIAS ROMERO – SALINA CRUZ

Km: Z-265+490 (Z-265+365)

Origen: OAXACA, OAX.



Mapa No. 1 Ubicación de estructura.



Capítulo 1.2 ELABORACIÓN DEL PROYECTO

Consiste en elaborar un proyecto para sustituir la sección del puente que se construyó de manera provisional que deberá cumplir con las siguientes condiciones:

1.2.1. Necesidades geométricas que deberá cumplir el puente

- La longitud del claro deberá ser la suficiente para llegar del apoyo intermedio de concreto existente hasta la ubicación del apoyo extremo sin necesidad de apoyos intermedios adicionales.
- Se deberá considerar el nivel de rasante actual de la superestructura existente, pues este no deberá ser modificado; por lo tanto la superestructura nueva deberá garantizar el mismo nivel de rasante.
- Se deberá considerar un sistema y procedimiento constructivo tal que, el tramo de superestructura pueda fabricarse seccionado en el taller, ensamblarse a un costado del puente actual e izarse para su colocación final, esta última actividad no deberá ejecutarse en un tiempo mayor a 48 horas, debido al tiempo que se tiene permitido para el cierre de circulación de tramo.
- La construcción de los apoyos adicionales necesarios para el soporte del nuevo tramo del puente, deberán ser construidos sin obstruir ni realizar cortes en la circulación del ferrocarril, para ello se deberá diseñar la cimentación y el cuerpo de los apoyos considerando previamente un sistema y procedimiento constructivo que nos garantice cumplir con esta condición.
- El gálibo horizontal deberá garantizar un ancho libre de 548.64 cm.
- Debido a la pendiente del terreno natural se deberán evitar derrames del terraplén, ya que estos invadirían por completo el cauce del río al proyectarse con una pendiente de 1.5:1.

1.2.2. Estudios realizados

Del estudio topohidráulico se obtuvieron los siguientes datos hidráulicos del río:

- El área hidráulica bajo el puente no deberá ser menor de 71 m².
- El NAME estará ubicado en la elevación 47.32 m con respecto al nivel del mar.
- El lecho inferior de la superestructura deberá tener una elevación suficiente como para permitir un espacio libre vertical de 1.5 m con respecto al nivel del NAME (*Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias*).
- Velocidad de máxima de llegada = 2.53 m/s.
- Velocidad máxima bajo el puente = 2.2 m/s.
- Gasto máximo = 156.2 m³/s.

De los estudios geotécnicos se obtuvieron los siguientes datos:

- En el estudio de mecánica de suelos se indica la realización de dos sondeos el SP-1 ubicado en el kilómetro 266+368 (cadenamiento cercano a la posición de la pila de apoyo intermedio) y el SP-2 ubicado en el kilómetro 266+394 cercano al lugar donde se ubicará el apoyo extremo.
- Para el sondeo SP-1 se recomienda una cimentación profunda desplantando las pilas en un estrato ubicado entre los 8.5 m y 18 m de profundidad a partir del nivel del terreno natural, alcanzando una capacidad de carga de 153 ton/pila para pilas con diámetro de 1.5m.
- Para el sondeo SP-2 se recomienda una cimentación profunda desplantando las pilas en un estrato ubicado entre los 7.6 m y 15 m de profundidad a partir del nivel del terreno natural, alcanzando una capacidad de carga de 149 ton/pila para pilas con diámetro de 1.5m.
- El terreno esta considerado como tipo II.



1.2.3. Criterio de Diseño Utilizados

- La estructura estará diseñada de acuerdo a lo estipulado en las Normas AREMA.
- La carga viva que se considerará será del tipo COOPER E-80 con una locomotora o en tándem.
- El Proyecto del diseño de la subestructura se apoyará en la última edición de la *Standard Specifications For Highway Bridges* de las AASHTO; particularmente cuando sea procedente en las Especificaciones AISC y AREMA.
- Para determinar las condiciones de Viento, se utilizará la Regionalización y valores establecidos en El Manual de diseño de Obras Civiles de la *Comisión Federal de Electricidad* (CFE) última edición, o podrá utilizarse algún estudio regional existente en el sitio siempre que la Dependencia lo apruebe. Esto último, también podrá aplicarse para acciones sísmicas.
- Para el análisis sísmico se observarán los siguientes criterios que se establecen:

a) Método de la fuerza estática equivalente.

En estructuras regulares con miembros de apoyo de rigidez aproximadamente igual, pueden calcularse los efectos del sismo para diseño aplicando una fuerza estática horizontal equivalente **S**, actuante en el centro de gravedad de la estructura. La distribución de esta fuerza tomará en cuenta la rigidez de la superestructura y de los miembros de apoyo, las restricciones en los estribos y la posición deformada de la estructura.

El valor de **S** se obtendrá mediante:

$$S = cW/Q$$

- S** = fuerza estática horizontal equivalente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura. (Ton.)
W = peso total de la estructura (Ton.)
c = ordenada máxima del espectro sísmico correspondiente al tipo de suelo en el sitio de ubicación de la estructura.
Q = factor de comportamiento sísmico.

El cociente c/Q no debe ser menor que a_0 , ordenada al origen del espectro (véase *Tabla 1*).

A menos que se justifiquen otros valores de **Q** con estudios especiales, podrán tomarse los siguientes:

Estructuras en las que la superestructura y los elementos de la subestructura formen un marco dúctil de concreto reforzado, preesforzado o de acero estructural, en el sentido del marco	Q = 4
Estructuras en las que la fuerza sísmica es resistida por una sola columna continua con el tablero de la superestructura	Q = 2
Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, cuando la primera se apoya libremente en dispositivos elastoméricos tipo Neopreno	Q = 4
Para el caso anterior, si los dispositivos de apoyo no existen o son de otro tipo	Q = 2
Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura :	
En elementos formados por marcos dúctiles	Q = 4
En elementos tipo muro	Q = 2
En columnas aisladas	Q = 2
En elementos de mampostería	Q = 1



TABLA 1 ESPECTROS DE DISEÑO.

ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	a_0	c	T_a (seg.)	T_b (Seg.)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.13	0.50	0.0	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.13	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0.0	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0.0	1.7	1
E (Zona metropolitana Ciudad de México)	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

PARA ESTRUCTURAS COMUNES

Donde:

I	CORRESPONDE A TERRENO	FIRME
II	CORRESPONDE A TERRENO	INTERMEDIO
III	CORRESPONDE A TERRENO	BLANDO

Para el diseño se tomará la más desfavorable de las combinaciones siguientes:

$$S_L + 0.3 S_T$$

$$S_T + 0.3 S_L$$

Donde S_L y S_T son las fuerzas sísmicas equivalentes en la dirección longitudinal y transversal del puente, respectivamente.

b) Diseño de dispositivos de restricción.

Los dispositivos que tengan por objeto restringir los desplazamientos de la superestructura (por ejemplo tirantes de anclaje, topes sísmicos, etc.) se diseñarán para la siguiente fuerza:

$$S = c \cdot CM - V_S$$

Donde **CM** es la porción de carga muerta de la superestructura restringida por el dispositivo que se diseña y V_S son los cortantes en la estructura que se generan bajo la acción de la fuerza **S** y que se oponen a la acción del dispositivo; **c** será obtenido de la tabla 1.



c) Combinación de cargas.

No se considerará el efecto de carga viva en combinación con el sismo; tampoco el efecto del viento o de otra carga eventual.

Se tomarán en cuenta estas combinaciones. :

$$U = 1.3 (CM + ET + S)$$

$$U = 1.3 (CM + ET - S)$$

Donde:

CM = efectos de la carga muerta.

ET = efectos del empuje de tierras.

S = efectos del sismo.

U = efectos últimos de diseño.

Para elementos sujetos a flexo-compresión se verificará la combinación de mínima fuerza axial y máximo momento mediante:

$$U = 1.3 (0.75 CM + ET \pm S)$$

Los factores de carga incluidos son AASHTO para el (Grupo VII).

1.2.4. Comentarios

- Estos criterios serán aplicables a puentes regulares, de estructuración común, con claros máximos de 40 m y alturas máximas de 20 m.
- El criterio se basa en el “*Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo*” y se aplicará la regionalización sísmica correspondiente.
- El formato es AASHTO 1996.
- El factor Q aplicado en el diseño de la subestructura se mantiene para el diseño de la cimentación.



Capítulo 1.3 ANTEPROYECTO

- Se presentará la solución o soluciones (en caso de ser necesarias) óptimas para satisfacer las necesidades del proyecto, elaborando un dictamen en el que se mencionen los criterios tomados en cuenta para la elección del proyecto.

En este caso no hubo la necesidad de generar dos anteproyectos, ya que la primera solución propuesta fue aceptada cumpliendo con los lineamientos requeridos mencionados en el *Capítulo 1.2*.

La propuesta consiste en realizar la construcción de un puente con una superestructura llamada "Paso a través", que consta de dos travesas paralelas de cualquier sección conectadas entre sí por elementos transversales llamadas "piezas puente", las cuales transmitirán las cargas a las dos vigas principales. Adicionalmente se colocan vigas longitudinales que conectan a las "piezas puente", sobre las que se colocarán los durmientes y posteriormente los rieles (veáse *fig. No 1* y *fig. No 2*).

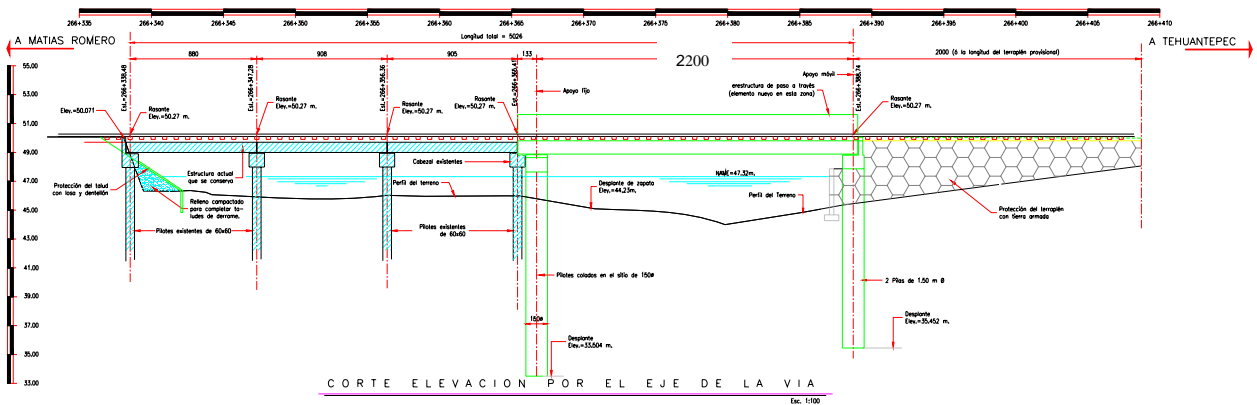


Fig. No. 1 Elevación de la estructura.

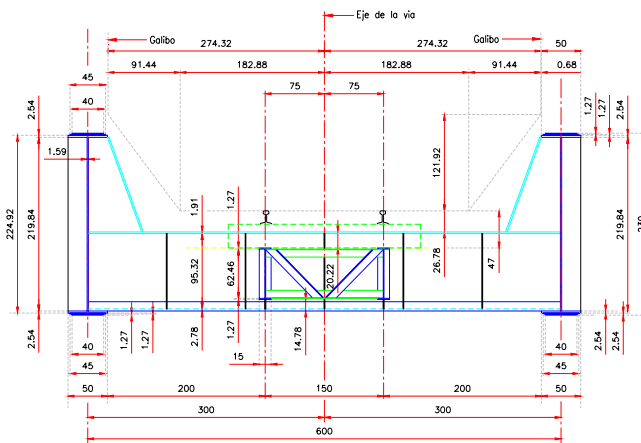


Fig. No. 2 Sección Transversal de la Superestructura.



La longitud del claro de la estructura propuesta es de 22.00 metros (véase Fig. No.1), con una separación entre ejes de traves principales de 6 metros, con el número de piezas puente necesarias y vigas longitudinales separadas 1.5 metros centradas a la superestructura.

La subestructura en el caso del apoyo intermedio se propone sea resuelta de manera independiente a la pila existente, que estará compuesta por un cabezal de soporte para el apoyo de las traves principales que descansará en dos pilas coladas in situ con una separación de 8.20 metros. La separación del eje de pila será de 1.33 metros con respecto al eje de pila del apoyo existente, ya que es la distancia para el colado del apoyo debido a su geometría.

La cimentación estará resuelta por pilas, que se prolongarán hasta el estrato resistente que nos marca el estudio de mecánica de suelos.

La separación entre la cimentación del apoyo existente y las pilas de apoyo nuevo, se definió en base a la necesidad de separar las pilas de cimentación 2.5 veces su diámetro como mínimo en cimentaciones profundas, y a que el equipo necesario para los trabajos de perforación requiere de espacio vertical para las maniobras pertinentes, lo cual no se puede realizar teniendo como obstrucción la superestructura actual provisional, es por ello que las perforaciones deben quedar en los costados de la superestructura librando por completo el ancho total de esta.

Las ventajas de esta solución son las siguientes.

- La superestructura al ser fabricada de acero puede ensamblarse a un costado del puente existente en su totalidad, ya que el espacio es suficiente, dejando como única actividad dentro de las 48 horas permisibles para la obstrucción de la circulación del ferrocarril, el retiro de la superestructura actual y el montaje de la nueva.
- El sistema de "Paso a través", nos permite subir o bajar el nivel de las traves principales para cumplir con el nivel permitido de la superestructura y mantener el espacio libre vertical con respecto al NAME, al mismo tiempo que podemos subir o bajar las piezas puente y su peralte para alinear nuestro trazo con la elevación del trazo original.
- Como las traves principales tienen un peralte mayor que el de la superestructura actual provisional y el nivel inferior también está por debajo del nivel inferior actual, el cabezal de apoyo de las traves puede colarse sin ninguna dificultad por debajo de la superestructura actual permitiendo que esta actividad se realice sin obstrucción alguna a la circulación de la vía.
- La subestructura y la cimentación propuestas, permiten llevar a cabo las maniobras necesarias de perforación y colado, sin obstruir la circulación sobre las vías.
- Al proponer un apoyo independiente al existente, eliminamos la realización de trabajos sobre el apoyo actual, evitando así conexiones estructurales al llevar a cabo un reforzamiento en los elementos que conforman el apoyo, ya que este fue diseñado para resistir los elementos mecánicos originales (la reacción de dos claros de 12 m).



Capitulo 1.4 MEMORIA DE CÁLCULO

- Se presentarán los cálculos y corridas de los modelos que se elaboren para justificar el diseño de la estructura.

Debido a la naturaleza de este trabajo, a lo extenso de los cálculos y lo repetitivo del procedimiento de diseño, para traveses principales, piezas puente y largueros, solo se mostrará lo que se considera de mayor importancia y relevancia en el diseño del tramo de puente, indicando la secuencia de diseño para cada una de las etapas que se deben contemplar para una estructura de este tipo, con la intención de no restar importancia a ninguna de ellas

1.4.1. Cálculo de elementos mecánicos debido a la carga viva

- Como primera actividad realizada para el diseño de la estructura, se obtuvieron los elementos mecánicos producidos por la carga viva que se indica para diseño (Cooper E-80), la cual se aplicó sobre un elemento con un claro de 22 m de largo considerando un tándem de dos locomotoras (véase Fig. No.3). Se realizó una corrida considerando un tren de cargas móviles para obtener la posición más desfavorable al circular dicho tándem a lo largo del claro y asegurarnos que el momento y el cortante serán los máximos a los que podrá estar sujeta nuestra superestructura en su etapa de servicio (véase Fig. No.4).

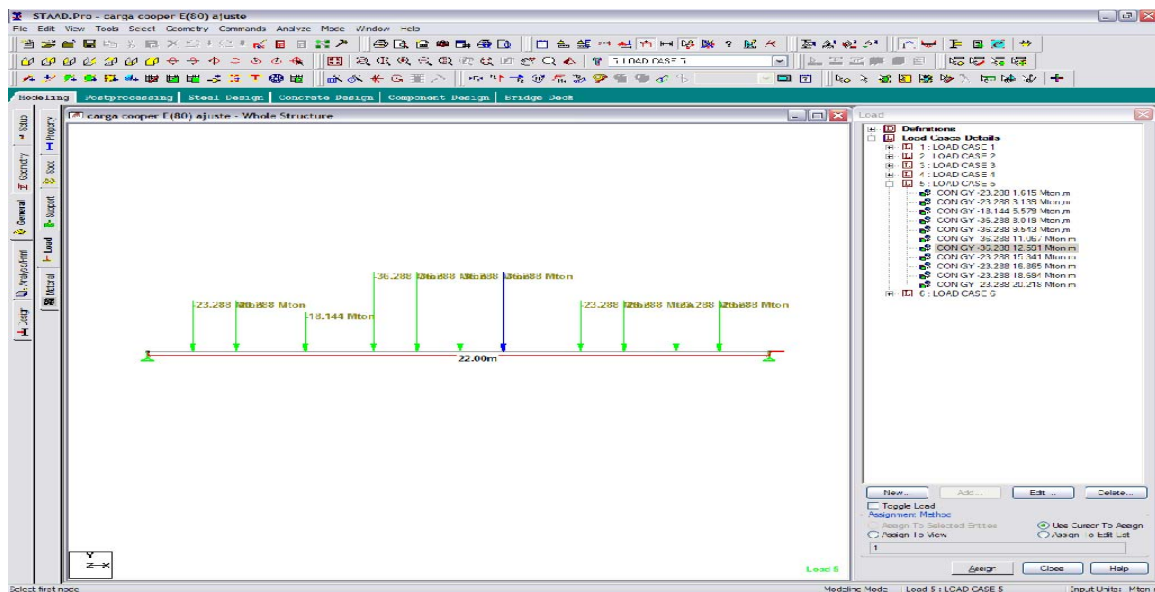


Fig. No. 3 Carga Viva Aplicada.

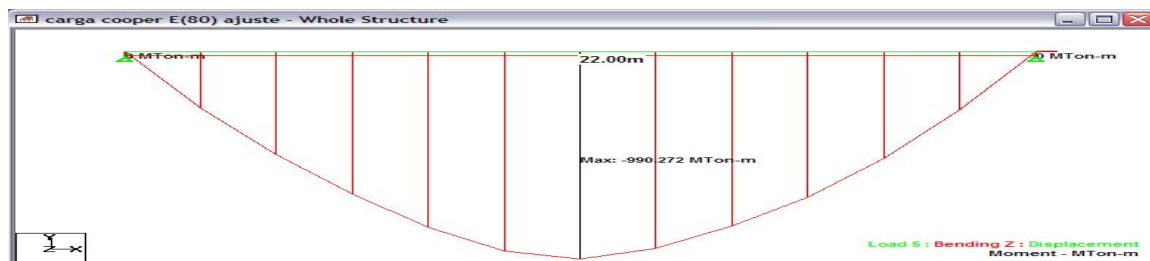


Fig. No. 4 Momento Máximo por CV en Posición Crítica
DONDE CV ES CARGA VIVA



- También se realizaron corridas para obtener los elementos mecánicos actuantes sobre las piezas de puente (véase Fig. No. 5). Para ello se ubicaron las ruedas de mayor tonelaje en tres diferentes posiciones que se consideraron críticas con el fin de definir los elementos mecánicos de las piezas de puente (véase Fig. No. 6).

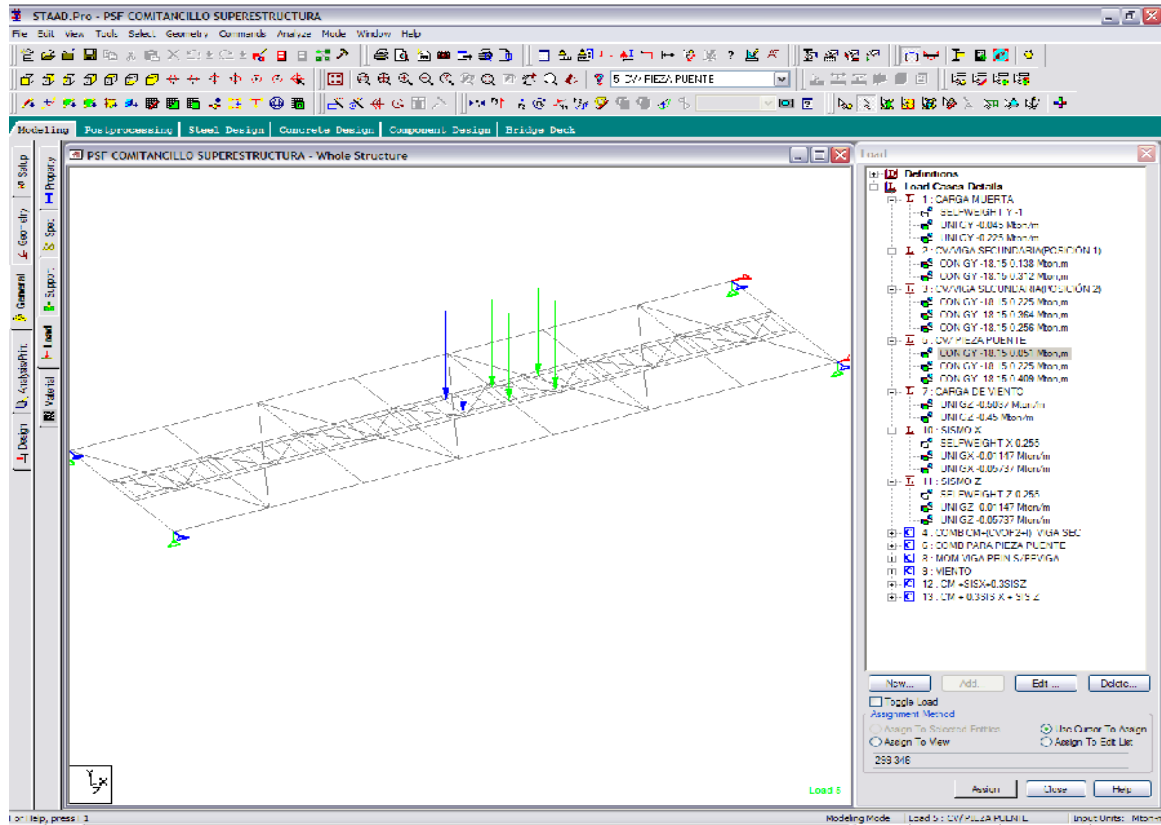


Fig. No. 5 CV Aplicada para el análisis de Pieza Puente.
DONDE CV ES CARGA VIVA

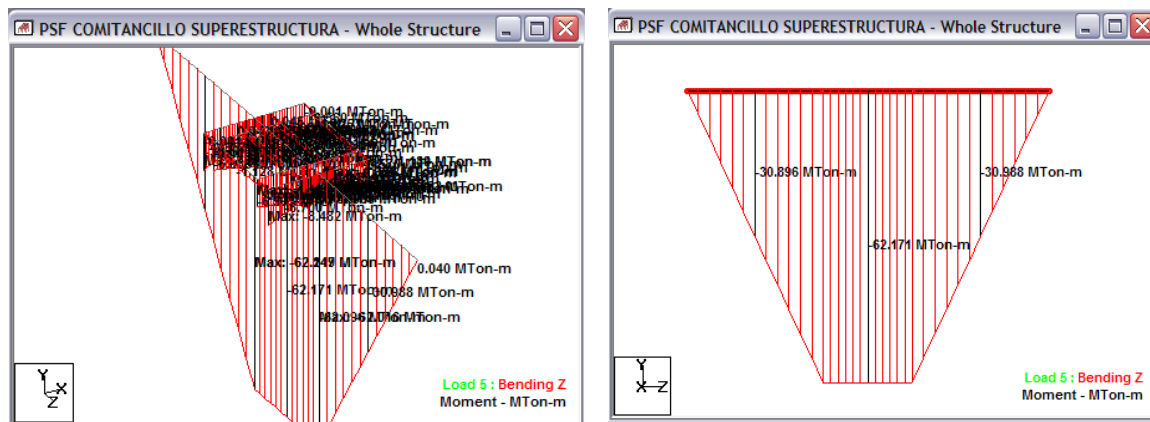


Fig. No. 6 Momento Máximo por CV en Posición Crítica
DONDE CV ES CARGA VIVA



- Los elementos mecánicos también fueron obtenidos para los largueros de la misma forma en que se obtuvieron los de las traves principales (véase Fig. No.7 y 8).

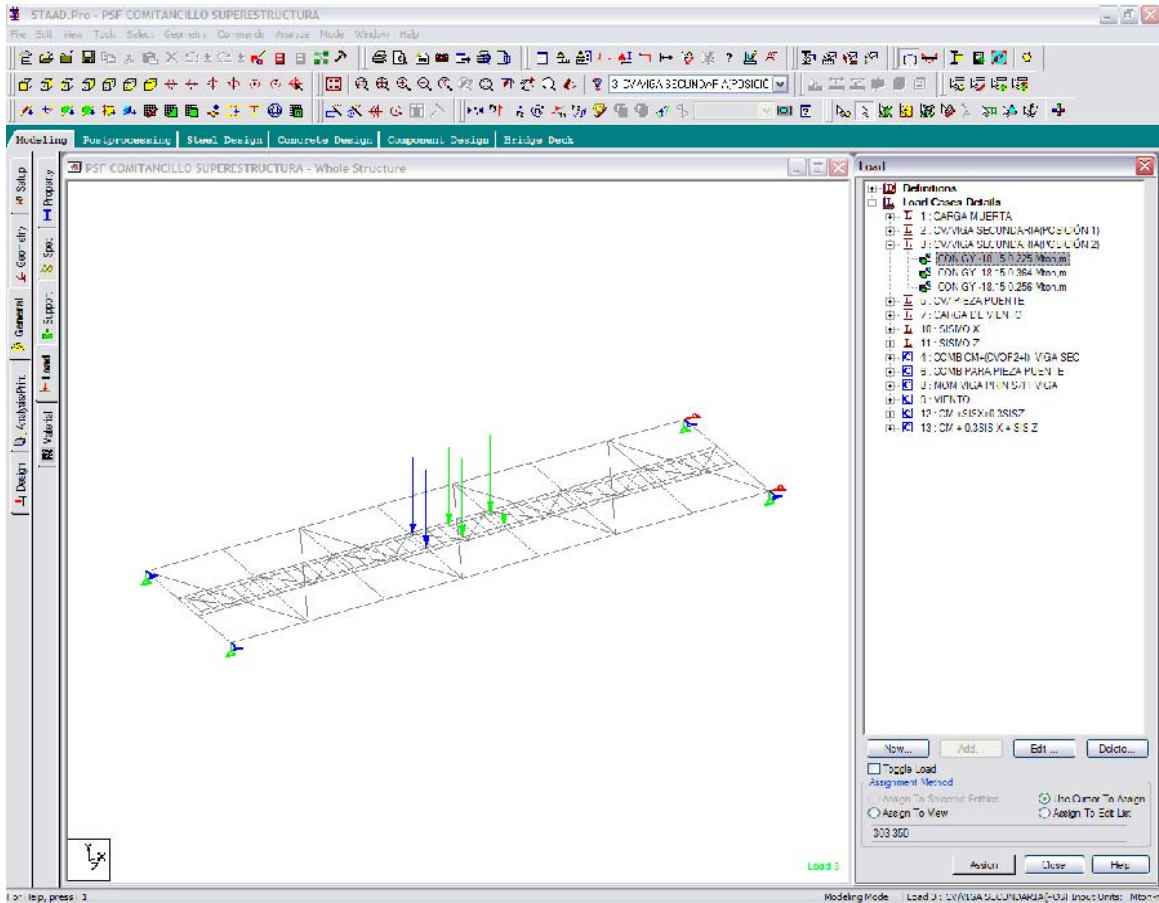


Fig. No. 7 CV Aplicada para el análisis de Larguero.
DONDE CV ES CARGA VIVA

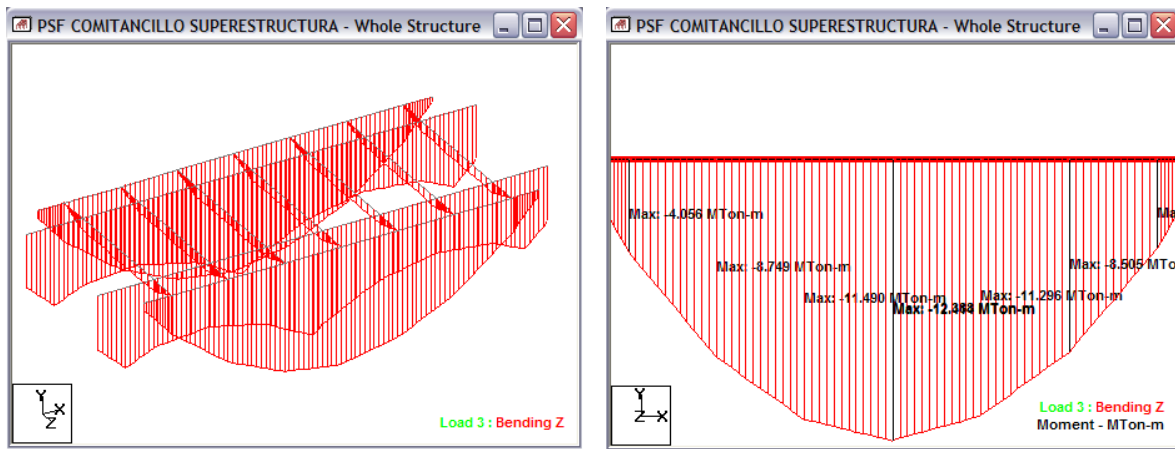


Fig. No. 8 Momento Máximo por CV en Posición Crítica
DONDE CV ES CARGA VIVA



Una vez obtenidos los elementos mecánicos se procederá al diseño de los largueros, considerando en estos los elementos mecánicos producidos por las siguientes cargas:

- Carga muerta producida por su peso propio.
- Carga muerta producida por el peso de rieles.
- Carga muerta producida por el peso de durmientes.
- Carga muerta producida por accesorios.
- Carga viva producida por las ruedas más cargadas de una locomotora tipo Cooper E-80 amplificada por el factor de impacto respectivo al claro del larguero y un 20% debido al cabeceo.
- Una carga supuesta de 0.03 Ton/m producida por el peso de contra-venteos.

Con estas consideraciones de carga, se llevó a cabo el diseño de dichos elementos de manera similar al procedimiento que posteriormente se mostrará para el diseño de las vigas principales.

Ya teniendo el diseño de los largueros y el peso de estos, se obtendrán los elementos mecánicos máximos producidos sobre las piezas puente, para ello se consideran las siguientes cargas:

- Carga muerta producida por su peso propio.
- Carga en forma puntual producida por la reacción de largueros en los puntos de apoyo, definidos por la geometría de la sección transversal (esta reacción incluye peso propio, peso de rieles y accesorios, peso propio supuesto de los contra-venteos, peso de durmientes y carga viva factorizada por el impacto debido a la longitud de la pieza puente más el porcentaje de cabeceo).

Obtenidos los elementos mecánicos sobre las piezas de puente, se procede a diseñarlas de manera similar como se mostrará posteriormente en el diseño de las vigas principales.

Una vez teniendo el diseño de los elementos que se apoyarán sobre las vigas principales se podrán definir los elementos mecánicos críticos para su diseño, pero debido a que la carga viva se aplicó en una viga continua y en realidad se transmitirá a las vigas principales en forma de cargas puntuales a través de las piezas de puente, se deberá realizar otra corrida en el espacio, aplicando la carga viva en la posición definida como crítica para obtener el momento que genera sobre las vigas principales.



Aprovechando los elementos que ya se tienen diseñados se podría trabajar en un modelo más real, utilizando elementos con la sección definitiva que nos arrojó su diseño (véase Fig. No. 9, 10, 11 y 12 donde se muestra las cargas aplicadas al modelo y los momentos producidos).

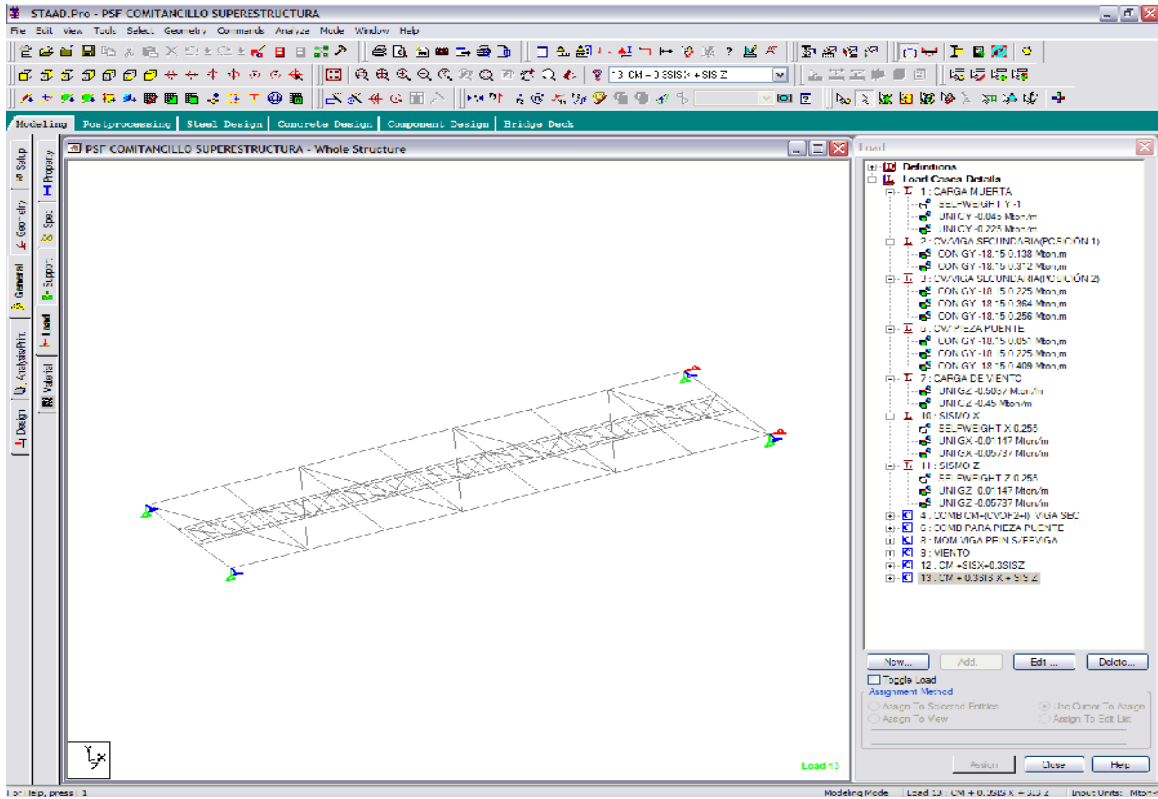


Fig. No. 9 Cargas muertas y accidentales aplicadas a la estructura

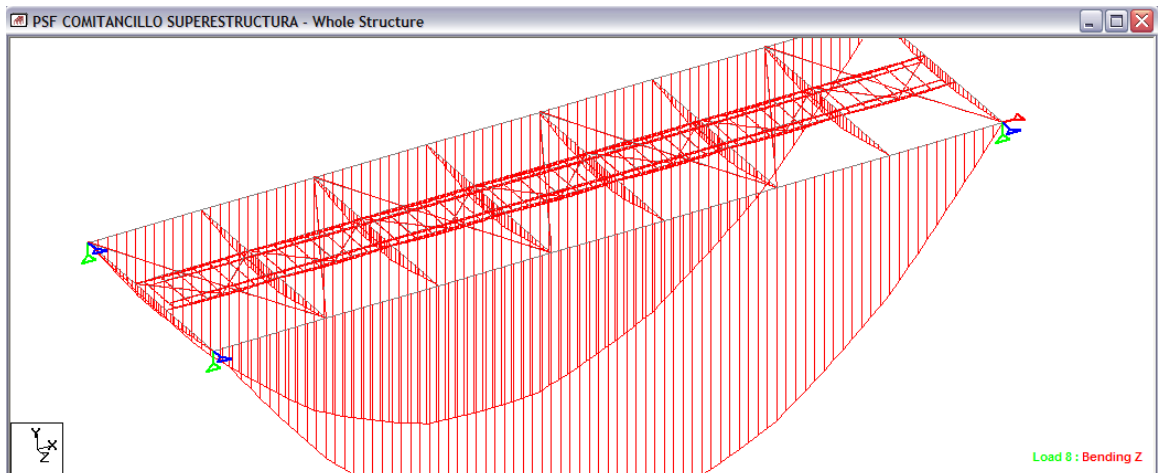


Fig. No. 10 Momento Máximo sobre Vigas Principales por CM
DONDE CM ES CARGA MUERTA

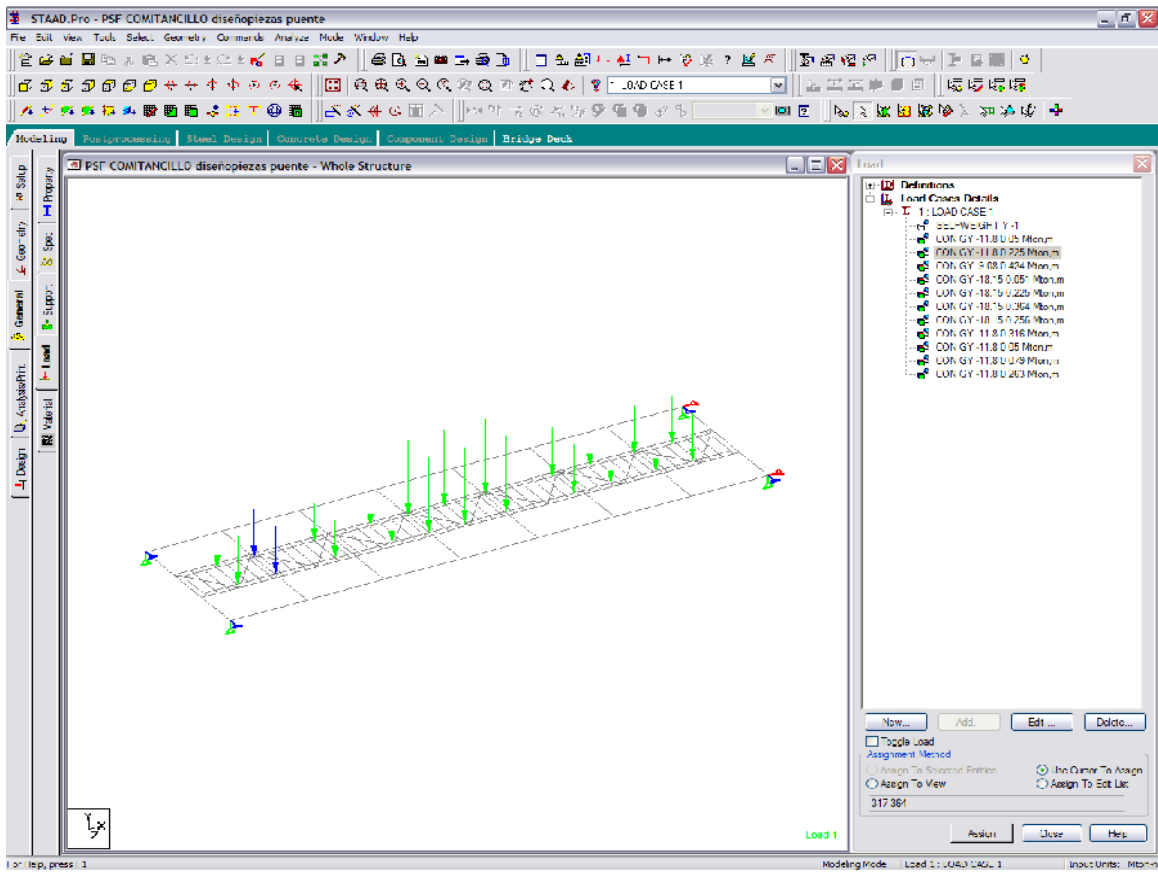


Fig. No. 11 Carga Viva aplicada a la estructura

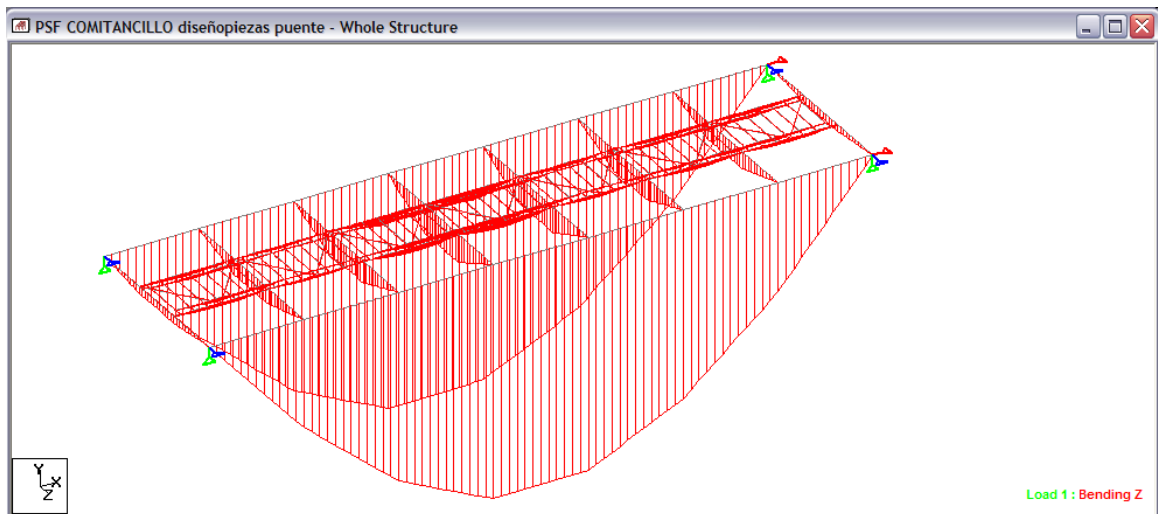


Fig. No. 12 Momento Máximo sobre Vigas Principales por CV



Con los resultados de la corrida se procederá al diseño de las vigas principales.

1.4.2. Cálculo de vigas principales

Cargas muertas aplicadas al modelo para el cálculo de vigas principales

Peso por rieles y accesorios =	0.3000	Ton/m.
Peso por durmientes =	0.6280	Ton/m.
Peso de Contra-venteos =	0.0306	Ton/m.
Peso Propio de viga secundaria=	0.0765	Ton/m.
Peso de la pieza puente =	1058.70	Ton/pza.
No. de Piezas puente =	8	Piezas.

Cargas vivas aplicadas al modelo para el cálculo de las vigas principales

Como carga viva se utilizó la Cooper E-80 considerando dos locomotoras, aplicando la carga de los ejes de manera móvil sobre una banda de circulación a todo lo largo de la longitud del claro para obtener los elementos mecánicos de diseño.

Obtención del porcentaje de amplificación por impacto

$$\begin{aligned} \text{Longitud de la viga} &= 22 \text{ m} \\ &= \mathbf{72.18 \text{ ft}} \\ \text{si } L < 80 \text{ ft} \quad I &= 40 - 3 L^2 / 1600 \\ I = \text{Impacto} &= 35.12 \text{ \%} \end{aligned}$$

Adicionalmente la carga viva se verá afectada por el efecto de cabeceo, éste se considerará como un 20% adicional de la carga viva sin impacto aplicado de manera vertical en forma de par sobre los ejes de rodamiento (normas AREMA).

Porcentaje de amplificación de la carga viva =	55.12	%
Momento por CM estructura.=	38.839	Ton-m
Momento por CM PP=	41.608	Ton-m
Momento por CV =	495.565	Ton-m
Momento por CV + I =	768.70	Ton-m

Cortante CM estructura=	7.30	Ton
Cortante CM PP=	7.57	Ton
Cortante CV =	106.22	Ton
Cortante CV+I =	164.76	Ton

Momento de diseño =	849.15	Ton-m	
Reacción (CM + (CV+I))=	179.63	Ton	
Fy =	2530	kg/cm ²	
0.55 fy=	1391.5	kg/cm ²	Esfuerzo permisible a tensión
Módulo de sección necesaria =	61023.88	cm ³	



Tabla No 2 (utilizada para el cálculo de las propiedades geométricas de la Viga principal)

Altura total = 230 cm

Sección.	Ancho	Alto	Área	d	A x d	Y	A x Y ²	lo
	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm	cm ⁴	cm ⁴
1	40	1.27	50.8	0.635	32.258	114.365	664431.144	6.828
2	45	1.27	57.15	1.905	108.871	113.095	730975.876	7.681
3	50	2.54	127	3.81	483.870	111.19	1570128.445	68.279
4	1.587	219.84	348.8861	115	40121.899	0	0.000	1405127.802
5	50	2.54	127	226.19	28726.130	-111.19	1570128.445	68.279
6	45	1.27	57.15	228.095	13035.629	-113.1	730975.876	7.681
7	40	1.27	50.8	229.365	11651.742	-114.37	664431.144	6.828
Totales			818.7861		94160.399		5931070.930	1405293.380

Momento de inercia total = **7336364.3**

Posición del centroide = 115 cm
 Módulo de sección inferior = **63794.5** cm³ 1.045 Msr/Msn > 1 correcto
 Módulo de sección superior = **63794.5** cm³
 Peso/m = 687.74 kg/m

Revisión por cortante de la sección:

Esfuerzo permisible 0.35 fy= 885.5 kg/cm²
 d= 230 cm
 tw= 1.587 cm
 Esfuerzo a cortante = 492.1 kg/cm² < al permisible

1.4.2.1. Diseño de los patines y cubre-placas

Para el diseño de los patines, se obtuvo la tabla No 3 con los momentos de diseño de la envolvente resultante de la combinación de CM + (CV+ I) del tren de cargas móviles sobre la viga principal. La siguiente tabla muestra los momentos máximos en las diferentes secciones de la viga.

TABLA No. 3

Beam	L/C	Section	Dist	Mom Z Mton-m
1	39	0.000	0.0	0
1	43	0.083	1.8	270.89
1	42	0.167	3.7	480.33
1	41	0.250	5.5	639.49
1	40	0.333	7.3	750.1
1	54	0.417	9.2	824.38
1	58	0.500	11.0	849.14
1	52	0.583	12.8	824.38
1	49	0.667	14.7	750.1
1	48	0.750	16.5	639.49
1	46	0.833	18.3	480.33
1	46	0.917	20.2	270.89
1	42	1.000	22.0	0



La viga diseñada cuenta con tres secciones distintas, ya que se le colocaron dos cubre-placas a la viga compuesta de sección "I". A continuación se analizará la capacidad para resistir momento de las tres secciones para lo cual se analizarán sus propiedades geométricas auxiliándonos de las tablas No 2, 4 y 5.

Sección 1 (al centro del claro)

Peralte total 2.30 m con alma a base de placa de 5/8", patín superior e inferior a base de placa de 1" con un ancho de 0.5 m, cubre placa 1 a base de placa de 1/2" con ancho de 0.45 m (en patín superior e inferior) y cubre placa 2 a base de placa de 1/2" con un ancho de 0.4 m (en patín superior e inferior).

De la tabla No 2 se obtienen los siguientes datos:

Posición del centroide = 115 cm
 Módulo de sección inferior = **63794.5** cm³
 Módulo de sección superior = **63794.5** cm³
 PESO/m = 687.74 kg/m
 fy= 2530 kg/cm²
 0.55 fy= 1391.5 kg/cm² Esfuerzo permisible a tensión
Momento resistente= 887.7 Ton-m.

Sección 2

Peralte total 2.30 m con alma a base de placa de 5/8", patín superior e inferior a base de placa de 1" con un ancho de 0.5 m y cubre placa 1 a base de placa de 1/2" con ancho de 0.45 m (en patín superior e inferior)

TABLA No. 4

Altura total = 227.46 cm

Sección.	Ancho	Alto	Área	d	A x d	Y	A x Y ²	lo
	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm	cm ⁴	cm ⁴
1	0	0	0	0	0.000	115	0.000	0.000
2	45	1.27	57.15	0.635	36.290	114.365	747485.037	7.681
3	50	2.54	127	2.54	322.580	112.46	1606200.953	68.279
4	1.587	219.84	348.8861	113.73	39678.814	1.27	562.718	1405127.802
5	50	2.54	127	224.92	28564.840	-109.92	1534465.613	68.279
6	45	1.27	57.15	226.825	12963.049	-111.83	714651.070	7.681
7	0	0	0	227.46	0.000	-112.46	0.000	0.000
Totales			717.1861		81565.573		4603365.391	1405279.724

Momento de inercia total = **6008645.1**

Posición del centroide = 113.73 cm
 Módulo de sección inferior = **52832.5** cm³
 Módulo de sección superior = **52832.5** cm³
 PESO/m = 602.40 kg/m
 fy= 2530 kg/cm²
 0.55 fy= 1391.5 kg/cm² Esfuerzo permisible a tensión
Momento resistente = 735.2 Ton-m.



Sección 3

Peralte total 2.30 m con alma a base de placa de 5/8" y patín superior e inferior a base de placa de 1" con un ancho de 0.5 m.

TABLA No. 5

Altura total = 224.92 cm

Sección.	Ancho	Alto	Área	d	A x d	Y	A x Y ²	lo
	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm	cm ⁴	cm ⁴
1			0	0	0.000	115	0.000	0.000
2			0	0	0.000	115	0.000	0.000
3	50	2.54	127	1.27	161.290	113.73	1642683.138	68.279
4	1.587	219.84	348.8861	112.46	39235.729	2.54	2250.873	1405127.802
5	50	2.54	127	223.65	28403.550	-108.65	1499212.458	68.279
6			0	224.92	0.000	-109.92	0.000	0.000
7			0	224.92	0.000	-109.92	0.000	0.000
Totales			602.8861		67800.569		3144146.469	1405264.361

Momento de inercia total = **4549410.8**

Posición del centroide = 112.46 cm

Módulo de sección inferior = **40453.6** cm³

Módulo de sección superior = **40453.6** cm³

PESO/m = 506.39 kg/m

fy = 2530 kg/cm²

0.55 fy = 1391.5 kg/cm² Esfuerzo permisible a tensión

Momento resistente= 562.9 Ton-m.

Con el momento resistente de cada sección calculada se hace la comparativa con los actuantes en diferentes puntos de la viga asignándole a cada tramo una sección cuya resistencia sea mayor que la requerida por los elementos mecánicos actuantes (véase tabla No 6).

TABLA No. 6

Asignación de secciones.

Beam	L/C	Section	Distancia	Mom Z Mton-m	Sección
1	39	0.000	0.0	0	sección 3
1	43	0.083	1.8	270.89	sección 3
1	42	0.167	3.7	480.33	sección 2
1	41	0.250	5.5	639.49	sección 2
1	40	0.333	7.3	750.1	sección 1
1	54	0.417	9.2	824.38	sección 1
1	58	0.500	11.0	849.14	sección 1
1	52	0.583	12.8	824.38	sección 1
1	49	0.667	14.7	750.1	sección 1
1	48	0.750	16.5	639.49	sección 2
1	46	0.833	18.3	480.33	sección 2
1	46	0.917	20.2	270.89	sección 3
1	42	1.000	22.0	0	sección 3



1.4.2.2. Diseño de soldadura en viga principal.

Diseño de soldadura entre patín y alma de la viga

Cálculo de la resistencia a cortante rasante entre alma y patín

$$\tau = \frac{v \cdot Q}{I b}$$

τ = Cortante rasante

Q = Momento estático arriba de la junta

v = Cortante actuante

I = Momento de inercia total de la sección transversal.

b = Ancho total de la sección transversal

$$v = 179629.2 \text{ kg}$$

$$Q = 14121.1 \text{ cm}^3$$

$$I = 4549410.8 \text{ cm}^4$$

$$b = 1.0 \text{ cm}$$

$$\tau = 557.6 \text{ kg/cm}$$

Aplicándole soldadura de chaflán de 3/8" por ambos lados del alma en toda la longitud de la trabe tenemos:

capacidad al corte de = 1193.25 kg/cm (E7018)

. Diseño de soldadura entre la viga sección 3 y cubre placa No. 1

$$v = 179629.2 \text{ kg}$$

$$Q = 6463.4 \text{ cm}^3$$

$$I = 6008645.1 \text{ cm}^4$$

$$b = 1.0 \text{ cm}$$

$$\tau = 193.2 \text{ kg/cm}$$

Aplicándole soldadura de chaflán de 3/8" por ambos lados del alma en toda la longitud de la trabe tenemos:

capacidad al corte de = 1193.25 kg/cm (E7018)

Diseño de soldadura entre la viga sección 2 y cubre placa No. 2

$$v = 179629.2 \text{ kg}$$

$$Q = 5809.7 \text{ cm}^3$$

$$I = 7336364.3 \text{ cm}^4$$

$$b = 1.0 \text{ cm}$$

$$\tau = 142.3 \text{ kg/cm}$$

Aplicándole soldadura de chaflán de 3/8" por ambos lados del alma en toda la longitud de la trabe tenemos:

capacidad al corte de = 1193.25 kg/cm (E7018)



1.4.2.3. Revisión del alma

Si la altura libre del alma excede la siguiente expresión, se deberá rigidizar la viga mediante atezadores intermedios verticales

$$\begin{aligned} (11400 / (F_y)^{1/2}) t_w \\ h \text{ libre} = 86.551181 \text{ in.} \\ 11400 / (F_y)^{1/2} t_w = 37.54022 \text{ in} \end{aligned}$$

Por lo tanto requerimos de rigidizadores verticales intermedios.

f= esfuerzo de compresión por flexión en el patín (Psi)

$$h \text{ libre} = 86.551181 \text{ in.}$$

$$\text{Momento} = 73701484 \text{ lb-in}$$

$$f = 18931.906 \text{ Psi.}$$

$$(22500 / (f)^{1/2}) t_w = 102.17122$$

Distancia entre rigidizadores verticales

$$d < 96''$$

$$d < h \text{ libre } 86.55'$$

$$d < 10,500 t_w / S^{1/2}$$

t_w= Espesor del alma

S= Cortante calculado en el alma de abajo del punto de estudio

d= Distancia libre entre rigidizadores intermedios

D= Altura libre del rigidizador

$$t_w = 0.6248031 \text{ in}$$

$$S = 6999.4933 \text{ Psi}$$

$$d = 78.415011 \text{ in} = \mathbf{199.17 \text{ cm}}$$

Se colocarán entre las piezas puente @ 1.6 m

Dimensionamiento del rigidizador vertical intermedio.

El momento de inercia del rigidizador no debe ser menor que : $2.5 d_a t^3 (D^2/d_a^2 - 0.7)$

$$d = 62.992126 \text{ in}$$

$$t_w = 0.6248031 \text{ in}$$

$$D = 86.551181 \text{ in}$$

$$I = \mathbf{45.627536 \text{ in}^4}$$

Las dimensiones del rigidizador deben cumplir con las siguientes expresiones:

$$b < 16 t$$

$$b > 2'' + (1/30)h \text{ libre}$$

Si proponemos un rigidizador de 5/8"

$$t = 0.625 \text{ in}$$

$$b = 9.5689077 \text{ in} < 10 \text{ in } (16t)$$

$$> 4.9 \text{ in } (2 + h/30)$$

Por lo tanto se utilizarán rigidizadores de placa 5/8" con un ancho de **24.31 cm**



Cálculo de rigidizadores en los apoyos

Reacción de la superestructura= 179.63 Ton Por apoyo

Tabla No 7 (propiedades geométricas de la trabe en el extremo en forma de columna con rigidizadores)

Sección.	Ancho	Alto	Área	d	A x d	Y	A x Y ²	lo
	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm	cm ⁴	cm ⁴
1	2.54	20	50.8	10	508.000	10.795	5919.827	1693.333
2	1.59	30.48	48.4632	20.795	1007.792	0	0.000	10.210
3	2.54	20	50.8	31.59	1604.772	-10.80	5919.827	1693.333
Totales			150.0632		3120.564		11839.654	3396.877

Momento de inercia total = **15236.5**

Posición del centroide = 20.795 cm
 Módulo de sección inferior = **732.7** cm³
 Módulo de sección superior = **732.7** cm³
 Radio de giro = **10.076** cm

Relación de esbeltez donde:

k= Factor de longitud efectiva
 l= Longitud
 Kl/r= Relación de esbeltez
 f perm= Esfuerzo permisible
 Área necesaria= Reacción / f perm.

k = 0.75
 l= 164.88 cm 3/4 L
 kl/r= 12.27
 f perm = 1359.5 kg/cm²

Área necesaria = 132.12 cm² < al área del rigidizador compuesto obtenido de la sumatoria de áreas de la tabla No 7

Se utilizarán un par de rigidizadores sobre el eje de apoyos a base de una placa de 20 cm con e= 1" de cada lado del alma.



Soldadura

Para la soldadura utilizaremos el 0.35 Fy del metal base en uniones a cortante

$$F_b = 885.5 \text{ kg/cm}^2$$

Donde: F_b = a la fuerza resistente del metal base en uniones a cortante

Tabla No 8 capacidades de diferentes soldaduras aplicadas en chaflán

t (cm)	t (in)	resistencia al corte	
0.318	1/8	199.08	kg/cm
0.476	3/16	298.00	kg/cm
0.635	1/4	397.54	kg/cm
0.794	5/16	497.08	kg/cm
0.953	3/8	596.62	kg/cm
1.111	7/16	695.54	kg/cm
1.27	1/2	795.08	kg/cm
1.429	9/16	894.62	kg/cm

Soldadura que se requiere para resistir los esfuerzos entre el rigidizador de apoyo y el alma

$$V = 179629.22 \text{ kg}$$

si proponemos soldadura de chaflán de 5/16" con resistencia de 497.08 kg/cm (véase tabla No 8) requerimos de:

$$L_w = 361.367 \text{ cm}$$

Longitud de posible aplicación de soldadura en ambas caras del rigidizador:

$$L = 879.36 \text{ cm} \quad \text{por lo que es más que suficiente}$$

Donde:

V= Al esfuerzo cortante

LW= Longitud del cordón de soldadura en el rigidizador

L= Longitud posible de soldadura

Se aplicará soldadura E7018 en forma de chaflán de 5/16" en toda la longitud del rigidizador en ambas caras.



Cálculo de rigidizadores en los puntos de conexión de las piezas puente con la viga principal.

Reacción de la pieza puente= 41.57 Ton Por apoyo

Tabla No 9 (propiedades geométricas de la Pieza puente en el extremo en forma de columna con rigidizadores)

Altura total = 41.59 cm

Sección.	Ancho	Alto	Área	d	A x d	Y	A x Y ²	lo
	cm	cm	cm ²	cm	cm ²	cm	cm ⁴	cm ⁴
1	1.27	20	25.4	10	254.000	10.795	2959.913	846.667
2	31.75	1.59	50.4825	20.795	1049.784	0	0.000	10.635
3	1.27	20	25.4	31.59	802.386	-10.80	2959.913	846.667
Totales			101.2825		2106.170		5919.827	1703.969

Momento de inercia total = 7623.8

Posición del centroide = 20.795 cm

Módulo de sección inferior = 366.6 cm³

Módulo de sección superior = 366.6 cm³

Radio de giro = 8.676 cm

Relación de esbeltez

k = 0.75

l = 123.66 cm 3/4 L

kl/r = 10.689862

f perm = 1356 kg/cm²

Área necesaria = 30.659292 cm² < al área del rigidizador compuesto obtenido de la sumatoria de áreas de la tabla No 9

Se utilizarán un par de rigidizadores sobre el eje de apoyos a base de una placa de 20 cm con e= 1/2" de cada lado del alma, interrumpiéndola del lado interior de la trabe para permitir la conexión con la pieza puente.

Soldadura

Para la soldadura utilizaremos el 0.35 Fy del metal base en uniones a cortante.

Fb = 885.5 kg/cm²

Soldadura que se requiere para resistir los esfuerzos entre el rigidizador de apoyo y el alma.

V = 41574.00 kg

si proponemos soldadura de chaflán de 5/16" con resistencia de 497.08 kg/cm (véase tabla No 8) requerimos de:

Lw = 83.636015 cm

Longitud de posible aplicación de soldadura.

L = 879.36 cm por lo que es más que suficiente.

Se aplicará soldadura E7018 en forma de chaflán de 5/16" en toda la longitud del rigidizador en ambas caras



1.4.3. Cálculo del apoyo intermedio

Descripción

El apoyo intermedio (véase fig. No 13) se proyectará para soportar media superestructura formada por 2 vigas metálicas con piezas puente y vigas secundarias para el soporte de rieles, para carga móvil tipo Cooper (E80) en una banda de circulación, con una longitud de 22.00 metros.

Peso propio

Ancho de diseño = m.

Cabezal	$(\text{Ancho} * 1,2 * 1,60) * 2,4 =$	34.78	Ton
Bancos y topes	$(0,78 * 0,7 * 0,14 * 3) * 2,4$	1.10	Ton

Peso Propio = 35.88 Ton

$\omega = W_{pp} / \text{long} =$ 3.71 Ton/m

Reacción sobre apoyo = 179.63 Ton.

Columnas

Diámetro. = 1.500 m
 Longitud = 5.150 m hasta el empotramiento
 Long. Al desp.= 9.000 m del empotramiento al desplante
 Long. Total = 14.150 m

Peso de columnas = $[(\pi * d^2) / 4] * (\text{Long} * \gamma_{\text{concreto}}) =$ 21.842 ton hasta el empotramiento

Peso de columnas = $[(\pi * d^2) / 4] * (\text{Long} * \gamma_{\text{concreto}}) =$ 38.170 ton del empotramiento al desplante

1.4.3.1 Análisis del cabezal

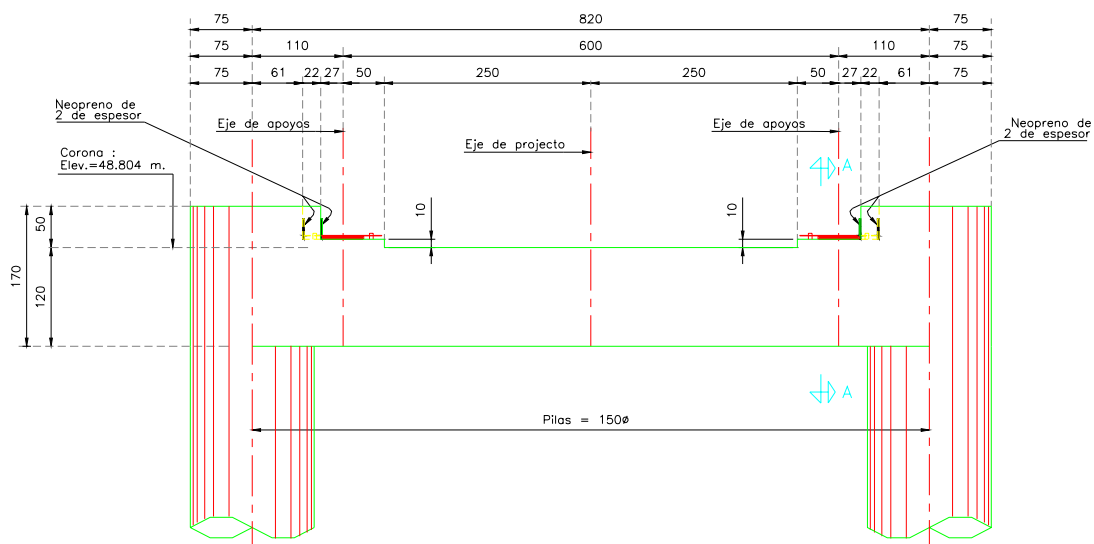
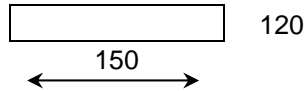


Fig. No. 13 Elevación de apoyo intermedio.



Geometría de la sección.



$$\begin{aligned} \text{Área} &= \frac{18000}{} \text{ cm}^4 \\ I &= \frac{2.160\text{E}+07}{} \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{MAX}} &= 206.36 \text{ Ton} \\ M_{\text{MAX}(+)} &= 80.15 \text{ m. Ton} \\ M_{\text{MAX}(-)} &= 172.24 \text{ m.} \end{aligned}$$

Elementos mecánicos obtenidos del programa de cálculo Staad.Pro

$$\begin{aligned} d &= (M / Kb)^{1/2} \\ d &= \underline{99.14} \text{ cm} < 115 \end{aligned}$$

Refuerzo para momento positivo

Usando varillas del # 8 $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} A_{s+} &= 38.720 \text{ cm}^2 \\ N^{\circ}\text{var} &= 7.000 = \text{varillas} \\ S &= 25.000 = 18 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$\rho = 0.00205$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 4.68 \text{ cm.} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00205$$

$$q = \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} = 0.05082967$$

Para cumplir con el porcentaje mínimo $14/f_y = 0.0033$

$$\text{MUR} = FR \cdot A_s \cdot F_y \cdot (d - a/2)$$

$$\text{MUR} = 15137401.3 \text{ Kg-cm}$$

$$\text{MUR} = 151.374 \text{ Ton-m}$$

$$\text{F.S.} = \text{MUR} / \text{Mact} = \mathbf{1.8886}$$

Factor de carga seguridad AASHTO = 1.71



Refuerzo para el momento negativo

Usando varillas del # 8 $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$
para el momento negativo.

$A_s = 83.208 \text{ cm}^2$
 $N^{\circ} \text{var} = 14.000 \text{ varillas}$
 $S = 11.538 = 18 \text{ cm.}$

$$a = \frac{A_s F_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = 9.35 \text{ cm.} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00411$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f'_c} = 0.10165934$$

$$MUR = FR \cdot A_s \cdot F_y \cdot (d - a/2)$$

$$MUR = 30034474.3 \text{ Kg-cm}$$

$$MUR = 300.345 \text{ Ton-m}$$

$$F.S. = MUR / M_{act} = 1.74$$

$$\text{Factor de carga seguridad AASHTO} = 1.71$$

Diseño por cortante

$$\text{Cortante} = 206360.00 \text{ kg}$$

$$v = V / b \cdot d = 11.464 \text{ Kg/cm}^2 < 5.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Requiere refuerzo por cortante

$$V_d = V_u - V_{cr}$$

$$V_u = 268.27$$

$$V_d = 166.57$$

Ton

Ton

Usando estribos del No. 5 con A_s

$$= 1.99 \text{ cm}^2$$

número de ramas = 4

$$\text{Separación de los estribos} = 21.98$$

Se usarán estribos del #5C @ 20 cm en cada extremo.



1.4.3.2 Análisis de las columnas

SUPERESTRUCTURA. =

359.26	Ton
--------	-----

 Reacción.

Caballote

Cabezal =

34.78	Ton
-------	-----

Banco =

1.10	Ton
------	-----

Σ =

35.88	Ton
-------	-----

No. DE PILAS =

2.00

PILAS =

43.68	Ton
-------	-----

Carga muerta

CM. =

438.82	Ton
--------	-----

Momento estático.

$\Sigma M = 0.000$

Alturas

H₁ = 1.20

H₂ = 6.35 m,

H₃ = 7.35 m,

La estructura se construirá en un terreno tipo II.

El factor de comportamiento Q = 2.

Según la regularización sísmica de la Republica Mexicana de la C.F.E.(Edición 1993) el coeficiente sísmico c = 0.68 en zona D.

$$FS = W \cdot C \cdot F \text{ comp sis.} \quad FS = \frac{C \cdot W}{Q}$$

Fuerzas sísmicas

Fuerza longitudinal

Para aplicarse al diseño de una columna.

	FUERZA	DIST.	MOMENTO
FS Superestructura =	30.54	6.55	200.02
FS Cabezal =	5.91	5.75	33.99
FS Banco =	0.19	6.45	1.21
FS Columna =	7.43	2.575	19.12

Σ	44.06	Ton.	254.34	Ton-m
----------	-------	------	--------	-------



Fuerza transversal

Para aplicarse al diseño de una columna.

	FUERZA	DIST.	MOMENTO
FS Superestructura =	30.54	6.55	200.02
FS Cabezal =	2.96	5.75	17.00
FS Banco =	0.09	6.45	0.60
FS Columna =	3.71	2.58	9.56

Σ	37.30	Ton.	227.18	Ton-m
----------	-------	------	--------	-------

Para diseño se tomara las más desfavorable de las combinaciones donde:

- SL= Fuerza horizontal producida por el sismo (sentido longitudinal)
- ST= Fuerza horizontal producida por el sismo (sentido transversal)
- ML= Momento producido por el sismo (sentido longitudinal)
- MT= Momento producido por el sismo (sentido transversal)

SL + 0,3 ST =	55.25	Rige
ST + 0,3 SL =	50.52	
ML + 0,3 MT =	263.31	Rige
MT + 0,3 ML =	303.48	

$$\begin{aligned} \Sigma M &= [263.31 \text{ Ton-m} \\ P &= 164.56 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Para elementos sujetos a flexo compresión se verifica la combinación de mínima fuerza axial y máximo momento. $U = 1,3 (CM+ET+S)$

Momentos para el cálculo de la columna

$$\begin{aligned} \Sigma M &= [263.31 \text{ Ton-m} \\ P &= 164.56 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$P = 164.56 \text{ Ton.} \quad Pu = 213.924 \text{ Ton.} \quad 213924.26 \text{ kg}$$

$$M = 263.31 \text{ Ton.-m.} \quad Mu = 342.307 \text{ Ton.-m.} \quad 34230722.6 \text{ kg-cm}$$

$$Pu = 471614.351 \text{ libras.} \quad Mu = 29710455 \text{ lib-pulg}$$

$$K = 1.2 \quad \text{Un extremo fijo y el otro libre}$$

$$\text{Altura de la columna} = 515.00 \text{ cm.} \quad 20275.591 \text{ pulg.}$$



Geometría de la sección

$$D = 150.00 \text{ cm} \quad 5905.51 \text{ pulg.}$$

$$I_g = 24850488.8 \text{ cm}^4$$

$$A = 17671.5 \text{ cm}^2$$

$$r = (I/A)^{1/2} = 37.50 \text{ cm}$$

$$\frac{K l_u}{r} = 16.48$$

22 < La relación de esbeltez < 100

$$C_{\Sigma M u} = 342.31 \text{ Ton-m.}$$

$$P u = 213.92 \text{ Ton.}$$

Siendo un $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

$$f^*_c = 0.8(f'_c) = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*_y = 0.9(F_y) = 3600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85(f^*_c) = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Constantes.

$$r_{\min} = 2 + [2(2,54)] = 7 \text{ cm}$$

$$d = 136 \text{ cm.}$$

$$D = 150 \text{ cm.}$$

$$d/D = 0.907 \approx 0,90$$

$$K = \frac{P u}{D^2 \cdot f''_c} \quad K = 0.0559$$

$$R = \frac{M u}{f''_c \cdot D^3}, \quad R = 0.0597$$

De las gráficas de diseño de columna, obtenemos;

$$q = 0.22$$

$$\rho = q (f''_c / f^*_y) = 0.01039 \quad \rho_{\mu\nu} = 40/f_y =$$

$$Q = 2 \quad \rho_{\max} = 0,06 > \rho > \rho_{\mu\nu} = 40/f_y$$

$$A_s = \frac{\rho \cdot \pi \cdot D^2}{4} \quad A_s = 183.59 \text{ cm}^2.$$

Colocar:

38 varillas # 8 $A_s = 192.66 \text{ cm}^2.$

Separación de las varillas 11.24 cm



Estribos del # 4 como Anillos circulares, con una separación de;

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 850 / (f_y)^{1/2} = 35.98 \text{ cm.} & * & \text{ RIGE} & 30 \text{ cm} \\ S_{\max} &= 48\phi \text{ estribo} = 121.92 \text{ cm.} \\ S_{\max} &= \frac{1}{2} D = 75.00 \text{ cm.} \\ S_{\max} &= 60\text{cm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante en la columna} &= 55.252 \text{ Ton.} \\ V_U &= 71.828 \text{ Ton.} \\ V_{CR} &= 83.763 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

Se colocarán estribos de varilla del # 4 @ 30 cm.

Cálculo de la capacidad de carga por pila en el terreno Considerando el peso de las pilas

El desplante de cada pila se hará a una profundidad aproximada de 20 m y con una pila de 150 cm. de diámetro tenemos una capacidad de 152 ton/m²

Esfuerzo resultante en el terreno a una profundidad de 20 m

$$\begin{aligned} \text{Total de carga viva + carga muerta e impacto de superestructura} &= 359.26 \text{ Ton} \\ \text{Total de carga muerta de la subestructura} &= 155.90 \text{ Ton.} \\ \text{Total} &= 515.16 \text{ Ton} \\ \text{Número de pilas} &= 2.00 \\ \text{Carga por pila} &= 257.58 \text{ Ton/pila} \\ &= 145.76 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

Por lo que se considera correcta la solución de cimentación

Con el propósito de eliminar cálculos repetitivos no se muestra el correspondiente al apoyo extremo, ya que es mas sencillo que el de la pila intermedia, puesto que la carga de las reacciones de la superestructura se colocaron axialmente a las columnas, a diferencia del apoyo intermedio que tiene las columnas mas separadas para poder alcanzar la distancia suficiente con respecto a la cimentación del apoyo intermedio actual.

Por ello solo se describirán las consideraciones hechas para su diseño.

- Las cargas resultantes de la superestructura se colocarán sobre los ejes de columnas.
- El cabezal únicamente servirá como liga entre las dos columnas para garantizar un adecuado comportamiento en condiciones dinámicas.
- Las columnas (a diferencia de un caballete ordinario) no soportarán empujes de tierra producidos por el terraplén, ya que este se decidió solucionarlo mediante el sistema de muros mecánicamente estabilizados.
- Las columnas tendrán un diámetro de 1.5 m.
- La cimentación está resuelta mediante pilas de cimentación las cuales son la continuación de las columnas hasta alcanzar el estrato resistente marcado en el estudio de mecánica de suelos.
- La capacidad de carga admisible es de 260 ton/ m² a una profundidad aproximada de 9 m



Capítulo 1.5 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

1.5.1. Superestructura

De los resultados obtenidos después de haber realizado el análisis estructural del anteproyecto propuesto tenemos el siguiente proyecto considerado como definitivo.

Las traves principales que nos resultan del cálculo están formadas por una viga de sección "I" con peralte total de 2300 milímetros en su sección central. Se consideran tres diferentes secciones, ya que la viga se reforzó con cubre-placas para darle mayor sección al centro del claro e ir disminuyendo conforme se acerca a los apoyos.

- El alma de la trabe es de sección constante fabricada a base de placa de 5/8", con patines a base de placa de 1" de espesor y las cubre-placas son a base de placa de 1/2" de espesor (véase Fig. No.14).

Se le colocarán rigidizadores verticales a base de placa de 5/8" en ambos lados de la trabe a cada 1570 milímetros a todo lo largo de la trabe.

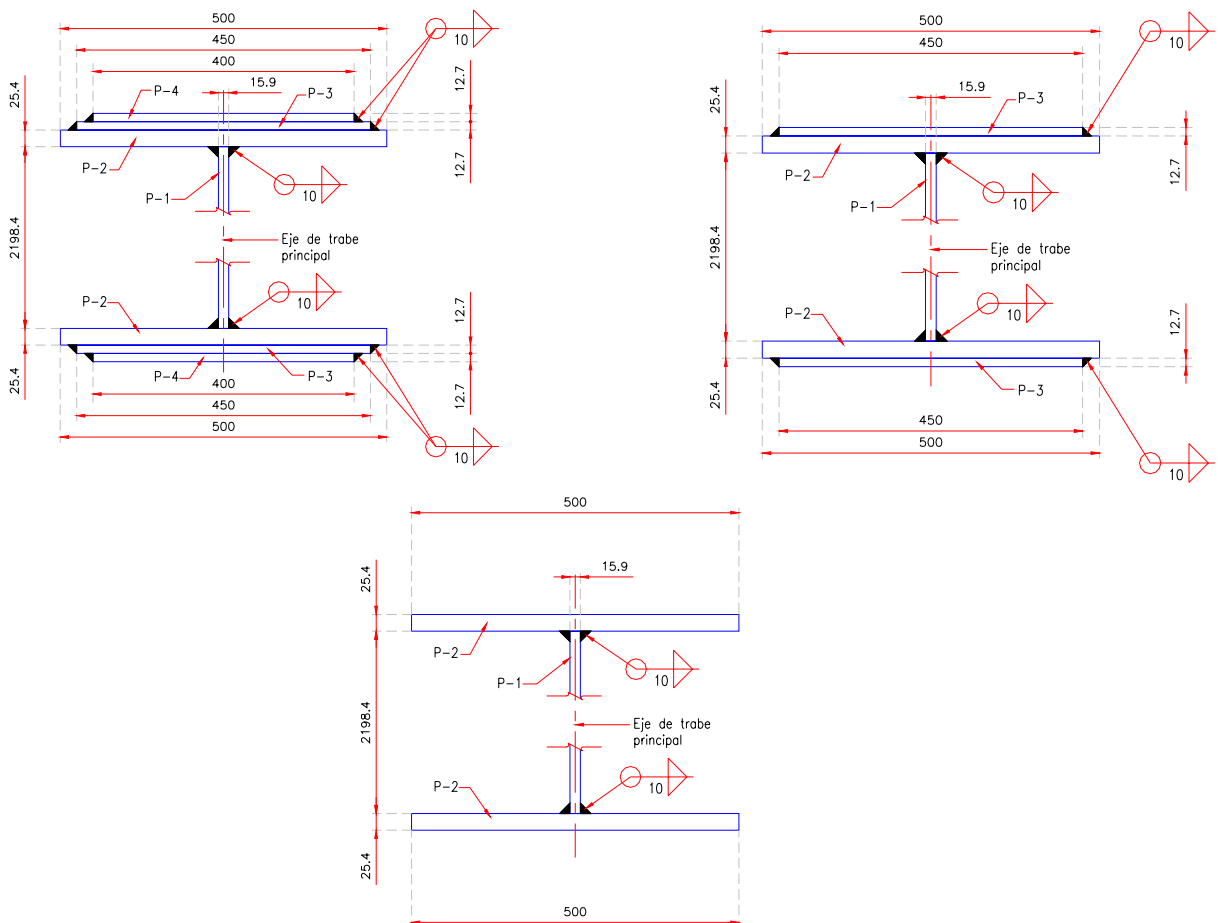


Fig. No. 14 Sección transversal de Traves Principales.



Las traveses se conectarán por medio de las piezas puente que serán vigas de sección "I" con peralte total de 1000 milímetros, las cuales se fabricarán a base de placa de $\frac{1}{2}$ " para el alma y placa de $\frac{3}{4}$ " para los patines con rigidizadores de placa de $\frac{3}{8}$ " a cada 1000 milímetros en ambos lados del alma.

Las piezas puente se conectarán a las traveses principales aumentando el peralte para evitar excentricidades y efectos de torsión (véase Fig. No.15).

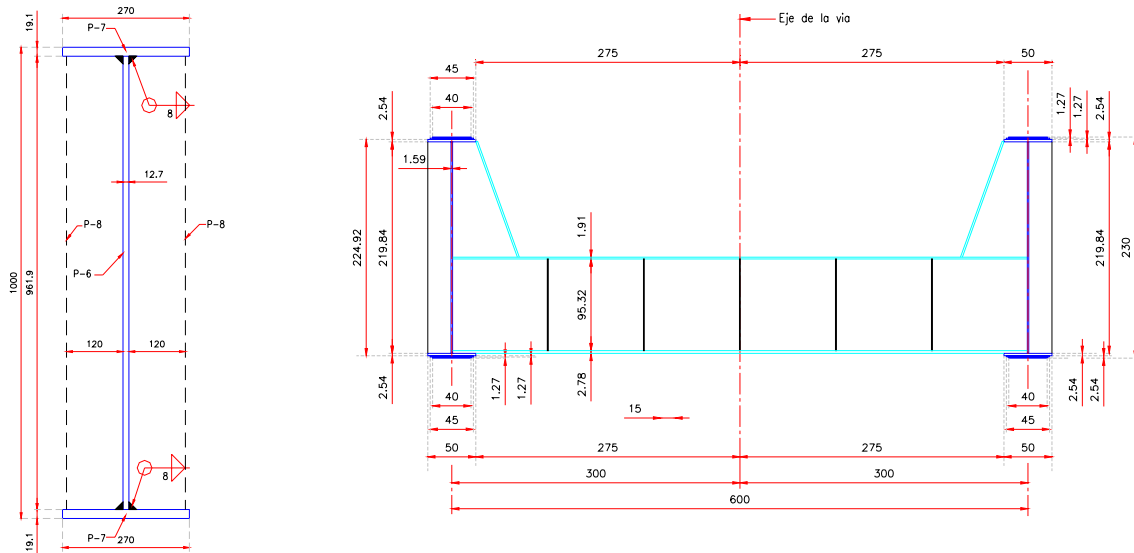


Fig. No. 15 Pieza Puente.

Entre piezas puente se colocarán largueros, las cuales serán traveses de sección "I" con peralte total de 650 milímetros, fabricadas a base de placa de $\frac{3}{8}$ " en las almas, patines con placa de $\frac{1}{2}$ " y rigidizadores a base de placa de $\frac{3}{8}$ " a cada 720 milímetros en ambos lados del alma (véase Fig. No. 16).. Estas se fijarán a las piezas puente a 750 milímetros a cada lado del eje de la vía y a 20.2 milímetros del paño superior de la pieza puente (véase Fig. No. 17)..

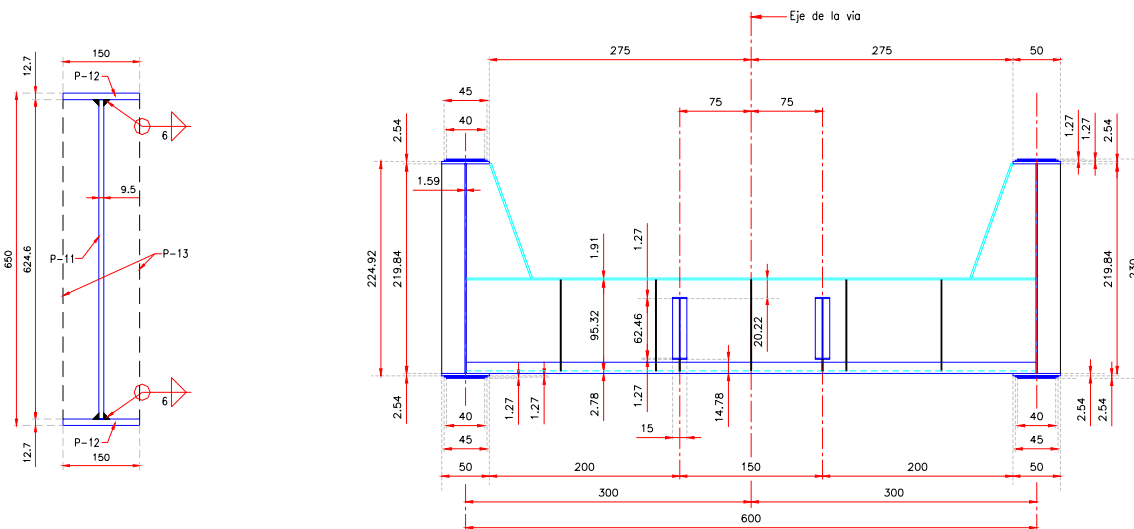


Fig. No. 16 Largueros longitudinales.

Fig. No. 17 Posición de largueros en Piezas puente.



La estructura llevará contra-venteos entre traves principales y piezas puente a base de perfil laminado HSS de 5" x 5" x 42.31 kg/m y entre largueros a base de ángulo de 4" x 4" x 3/8" (véase Fig. No.18).

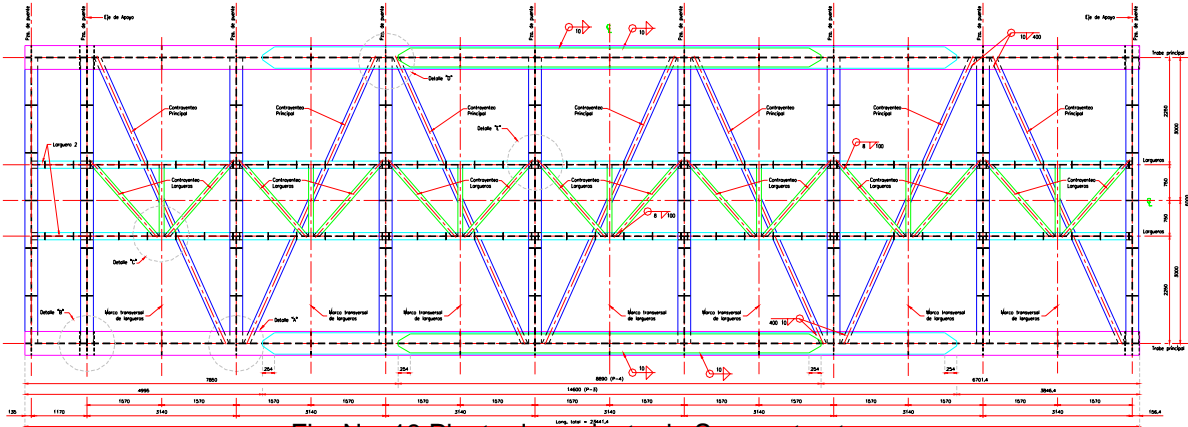


Fig. No. 18 Planta de conjunto de Superestructura.

1.5.2. Subestructura

La subestructura del apoyo intermedio estará formada por un cabezal del concreto reforzado con peralte de 1.2 metros y 1.5 metros de ancho, el cual se apoyará sobre dos columnas de 1.50 metros de diámetro separadas 8.2 metros entre ejes (véase Fig. No.19). Las columnas se prolongarán y formarán la cimentación. Los refuerzos principales se muestran en los diagramas de la Fig. No.20.

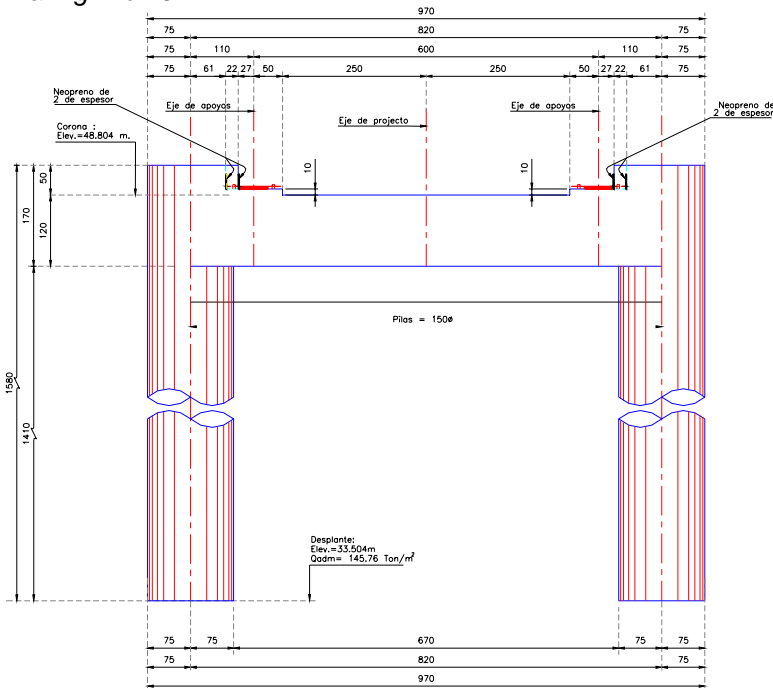


Fig. No. 19 Apoyo Intermedio (elevación)

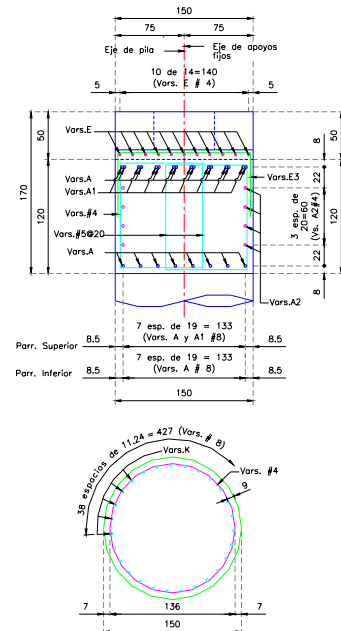


Fig. No. 20 Refuerzo de Cabezal y Columnas



La subestructura del apoyo extremo estará formada por un cabezal del concreto reforzado con peralte de 1.00 metros y 1.50 metros de ancho, el cual se apoyará sobre dos columnas de 1.50 metros de diámetro separadas 6.00 metros entre ejes (véase Fig. No.21). Las columnas se prolongarán y formarán la cimentación. Los refuerzos principales se muestran en los diagramas de la Fig. 22 y en los planos que se anexan como complemento a este trabajo.

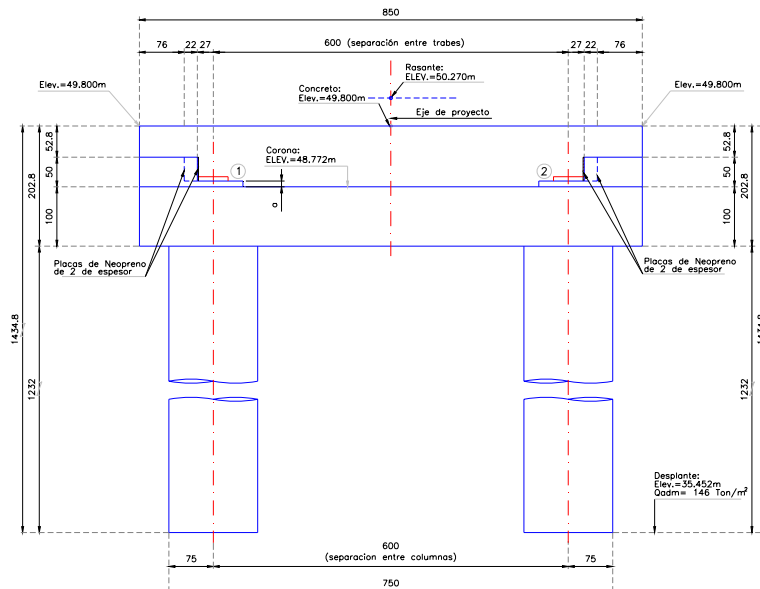


Fig. No. 21 Apoyo Extremo (elevación)

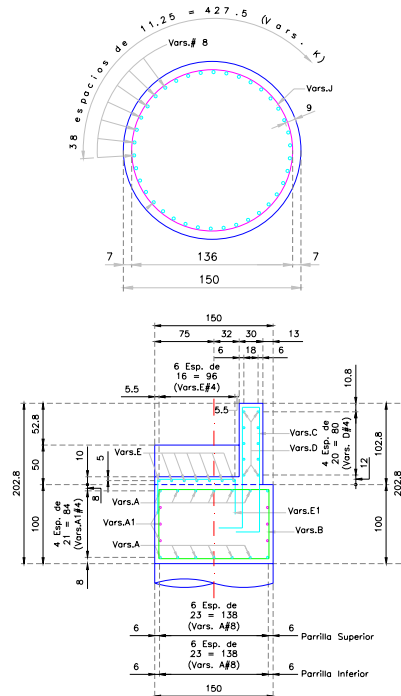


Fig. No. 22 Refuerzo de Cabezal y Columnas

El cabezal del apoyo extremo llevará en su parte posterior un diafragma de concreto que servirá como pantalla para evitar que el balasto y el terraplén del acceso se derramen sobre el cuerpo del caballete.

1.5.3. Apoyos

La superestructura descansará sobre apoyos integrales de neopreno con el fin de disipar la energía producida por los desplazamientos de la estructura debido a las fuerzas laterales por sismo, viento y frenado del ferrocarril. Este apoyo estará compuesto por el bloque de neopreno y sobre de él, una placa de acero de 1 ¼" de espesor soldada al patín inferior de las traveses principales. Esta placa contará con perforaciones oblongas que permitirá anclar la placa a barras embebidas previamente al cabezal pero sin restringir por completo el desplazamiento (véase Fig. No.23)..

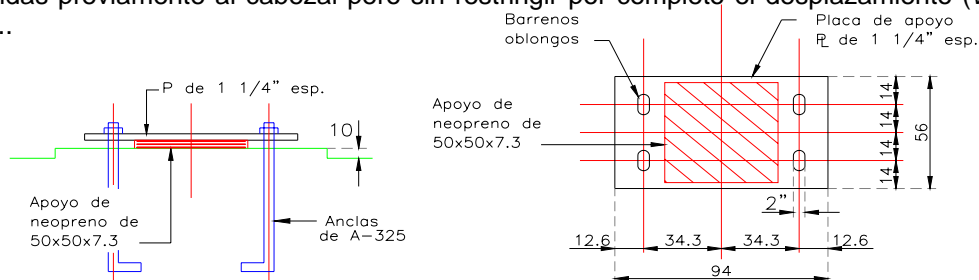


Fig. No. 23 Apoyos de Neopreno



Capítulo 1.6 COMENTARIOS GENERALES

Como se puede observar en este capítulo, el diseño de una estructura de este tipo debe contemplar diversos aspectos, factores y disciplinas de la ingeniería, que aunque no se plasman directamente en el cálculo que se presenta, nos arrojan parámetros y lineamientos geométricos y estructurales que determinan las posibles soluciones que podemos adoptar para resolver una estructura como la presentada.

La complejidad de la solución dada estaba restringida por los siguientes aspectos: tiempo permitido para la sustitución total del tramo de estructura provisional, niveles hidráulicos arrojados por estudios previos y el espacio libre requerido entre el NAME y el lecho inferior de la superestructura, la elevación de la rasante de la vía, así como por la capacidad de carga de suelo y la proximidad de la estructura existente que dificultaba maniobras de trabajo y requería de cierta distancia de separación con respecto a la nueva estructura para no afectar las condiciones de trabajo de su cimentación, las condiciones dinámicas imperantes en la zona y las cargas vivas dinámicas que circularán por las vías de ferrocarril. Todo este conjunto de variables debieron considerarse, respetarse y satisfacerse al cien por ciento para lograr un adecuado diseño.

En este caso particular se tuvo como dificultad encontrar una normatividad técnica a seguir para el diseño de puente, ya que por lo abandonado que está el sistema ferroviario no se cuenta con ella y se debe recurrir a normatividades de diseño de otros países, en este caso de EUA, que cuentan con las normas AREMA y AASHTO que son las que indicó la empresa contratante para regir los criterios de diseño para el puente, pero como las condiciones sísmicas y eólicas no son las mismas en ambos países se debió recurrir a los criterios de diseño de la CFE para las condiciones de carga accidentales.

Por lo anteriormente mencionado puedo resumir que por la complejidad y por la normatividad utilizada para el diseño que se sale por completo lo convencional ya que la mayoría de los puentes diseñados en México están destinados al flujo vehicular, me resultó de gran interés y satisfacción haber realizado el diseño de este puente para Ferrocarril ya que enfocarse y revisar otros criterios y métodos de diseño aporta conocimientos y experiencia muy útiles para la profesión y el área de trabajo en la que me desenvuelvo en este momento.



BIBLIOGRAFÍA UTILIZADA

AREMA

American Railway Engineering and Maintenance of Way Association
Manual for Railway Engineering
Edition 2001

AISC

American Institute of Steel Construction Inc
Specification for Structural Steel Buildings
Edition 2005

AASHTO LRFD Bridge

American Association of State Highway and Transportation Officials
Design Specifications-S.I. Units
Edition 2001

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

Diseño por Sismo
C.F.E. Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas.
Edición 1994

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

Normas de Proyectos para Carreteras,
Proyectos de nuevos puentes y estructuras similares

EDWARD G. NAWY, P.E.

Concreto reforzado
Un enfoque Básico
Prentice-Hall hispanoamericana, S.A.
Edición 1988

BRESLER, LIN y SCALZI

Diseño de estructuras de acero
Editorial Limusa S.A. de C.V.
Edición 1978

MANUAL DE CONSTRUCCIÓN EN ACERO –DEP

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.
Editorial Limusa S.A. de C.V.
Edición 1997



Capítulo 2

- Diseño estructural del Paso Inferior Peatonal con Rampas “Santiago Apóstol” que se encuentra ubicado en el kilómetro 584+232.60 del tramo Uriangato – Salamanca en la carretera Morelia – Salamanca.

Capítulo 2.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El Paso Inferior Peatonal con Rampas (PIPR). “Santiago Apóstol” se encuentra ubicado en el kilómetro 584+232.60 del tramo Uriangato - Salamanca.

Se trata de un PIPR que se pretende proyectar y construir con la finalidad de conservar un paso peatonal ubicado en el kilometraje indicado y satisfacer las necesidades de la población de Santiago Apóstol para cruzar la autopista Morelia –Salamanca la cual se encuentra en construcción.

Este proyecto deberá cumplir con las especificaciones y la reglamentación de la Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes que es el órgano regulador y Normativo de la obra.

Por necesidades de la obra se requiere de proyectar una estructura que libre sin apoyos intermedios todo el ancho de la calzada dejando los accesos dentro del derecho de vía de la autopista pero lo mas alejado posible de los hombros de ella, también se deberá considerar en el proyecto el uso de rampas para los accesos.

Para dar solución a las peticiones de la empresa concesionaria de la autopista y de la constructora se proyectará un PIPR de concreto, con traveses prefabricados de concreto pretensado para la superestructura tanto del claro principal como de las rampas.

La subestructura estará compuesta de elementos de concreto reforzado de sección circular para las columnas sobre zapatas del mismo material.

Por el espacio existente para el trazo tanto del cuerpo principal como de las rampas se proyectará en tangente y el cruce será normal al camino principal.



Datos generales

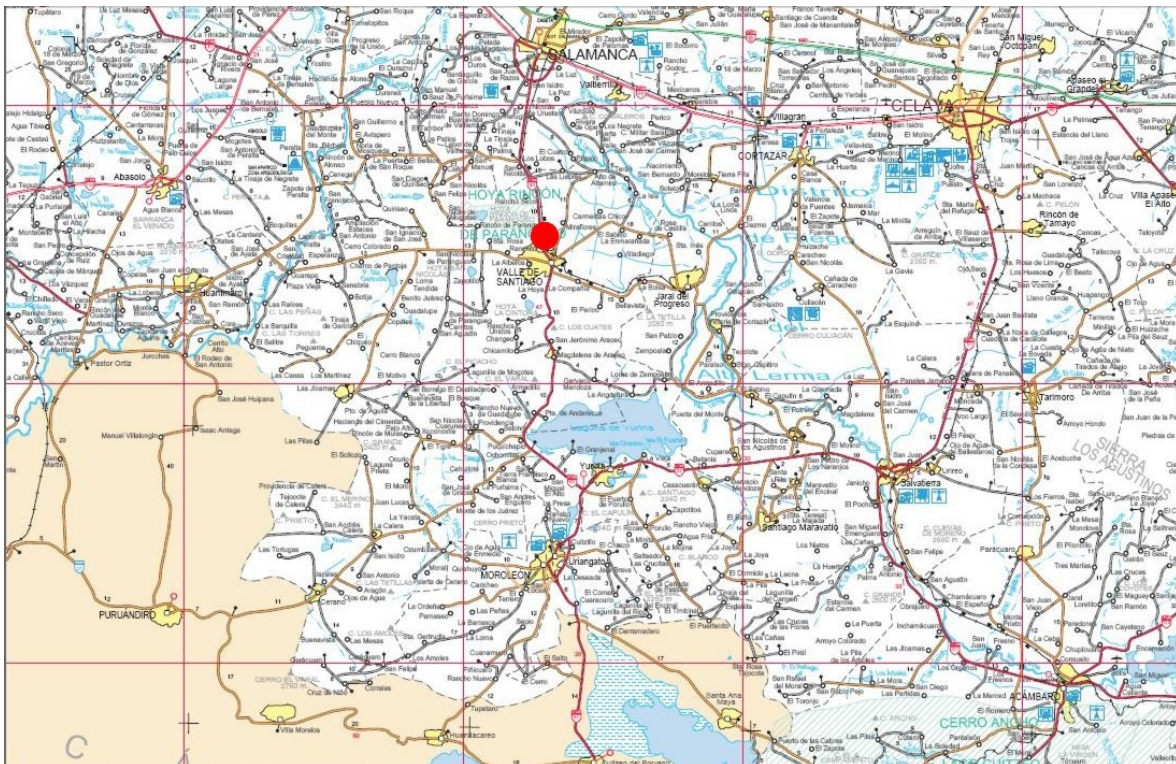
Nombre: PASO INFERIOR PEATONAL CON RAMPAS
“SANTIAGO APOSTOL.”

Carretera: MORELIA – SALAMANCA.

Tramo: URIANGATO – SALAMANCA

Km: 584 + 232.60

Origen: MORELIA, MICH.



Mapa. No 2.1 Ubicación del proyecto.



Capítulo 2.2 ELABORACIÓN DEL PROYECTO

Como se mencionó en el capítulo anterior el diseño de la estructura deberá satisfacer las necesidades de servicio de la comunidad de Santiago Apóstol y las bases de diseño estarán en función de lo que dicta la Dirección General de Carreteras Federales en sus términos de referencia.

2.2.1. Necesidades de servicio consideradas

Se requiere de una estructura cuya funcionalidad y servicio cumpla con las siguientes necesidades.

- La estructura deberá librar con un solo claro, el ancho total de la vía de la autopista 14.00m.
- El acceso de ascenso y descenso del paso deberá ser mediante rampas.
- Las rampas y su longitud de desarrollo deberá alejarse lo más posible de los hombros de la calzada siempre sin salir del derecho de vía.
- La superestructura del claro sobre el camino principal deberá ser prefabricada para no realizar cortes de actividades tanto en la etapa constructiva como en la de servicio de la autopista en caso de que ya se encuentre en funcionamiento al momento de construir el PIPR.

2.2.2. Estudios realizados

Para el diseño de este proyecto se requirió únicamente de estudios topográficos y estudios de geotecnia los cuales fueron proporcionados por la constructora de los que se obtuvieron los siguientes datos:

Topográficos:

- Características topográficas de la zona de cruce con la autopista y zona de ubicación de rampas.
- Datos y elevaciones de la rasante y el trazo de la autopista.

Geotécnicos:

- Esfuerzo permisible del terreno en condiciones estáticas = 14.80 Ton/m²
- Esfuerzo permisible del terreno en condiciones dinámicas = 19.24 Ton/m²
- Tipo de cimentación = Superficial.
- Profundidad de desplante = 1.8 m.
- Tipo de terreno según su composición = Terreno Tipo II.

2.2.3. Criterios de diseño utilizados

Para el diseño del PIPR "Santiago Apóstol" se recurrió a la normatividad de la SCT a través de la Dirección General de Carreteras Federales y los términos de referencia para el diseño de estructuras tomando de estas los siguientes parámetros y criterios de diseño.

Geométricos:

- El galibo mínimo permisible entre la rasante del camino principal y el lecho bajo de la superestructura será de 5.5 m.
- El ancho libre mínimo de calzada en rampas y claro principal será de 2.00 m mas parapetos.
- Las rampas no deberán tener una pendiente mayor a 12.5:1.



- El parapeto tipo a utilizar será el T-34.5.1 para peatones.
- La geometría de la trabe pretensada para superestructura en claro principal y rampas se nos proporcionó ya que la constructora ya contaba con el molde para su fabricación.

Estructurales:

- Básicamente, el Proyecto se apoyará en la última edición de la *Standard Specifications For Highway Bridges* de las AASHTO; particularmente cuando sea procedente en las Especificaciones AISC y ÁREA.
- Para determinar las condiciones de Viento, se utilizará la Regionalización y valores establecidos en El Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E. última edición, o podrá utilizarse algún estudio regional existente en el sitio siempre que la Dependencia lo apruebe. Esto último, podrá ser aplicable para sismo.
- En el cálculo de las trabes preesforzadas invariablemente se calcularán las pérdidas para acero de baja relajación, no se permitirá estimarlas mediante porcentaje.
- En los topes laterales se colocará placas laterales de neopreno, pegadas con resina epóxica.
- El cálculo del cortante que absorbe el concreto en vigas pretensadas con torones se tomará en cuenta la reducción de fuerza de preesfuerzo debido a la longitud de transferencia de los torones, que podrá considerarse como 50 veces su diámetro a partir del extremo de la trabe.
- La distancia entre el eje de apoyos y el extremo de las trabes preesforzadas será de 30 cm., salvo casos especiales por esviajes muy grandes.
- En elementos sujetos a flexión que por dimensiones requieran bajos porcentajes de acero de refuerzo, se deberá proporcionar como mínimo el indicado en el capítulo 8.17.1.2. de las especificaciones AASHTO.
- La carga viva a utilizar para el diseño será de 0.415 Ton/m².
- Para el diseño de elementos preesforzados, el análisis será elaborado con los siguientes esfuerzos permisibles:

Para el acero de Preesfuerzo:

TIPO DE ELEMENTO	AL TENSAR	AL ANCLAR
PRETENSADO	0.75 f 's	-----
POSTENSADO	0.8 f 's	0.7 f 's

Para el concreto:

TIPO DE ELEMENTO	AL TENSAR		EN OPERACIÓN	
	COMPRESIÓN	TENSIÓN (*)	COMPRESIÓN	TENSIÓN (*)
PRETENSADO	0.60 f 'ci		0.40 f 'c	
POSTENSADO	0.55 f 'ci		0.40 f 'c	

SIENDO:

f'c = Resistencia cilíndrica a la compresión del concreto a los 28 días.

f'ci = Resistencia cilíndrica a la compresión del concreto al aplicar el preesfuerzo inicial.

- (*) En todos estos casos se deberá suministrar acero de refuerzo para resistir la fuerza total de tensión en el concreto, calculada para sección agrietada.

La resistencia del concreto en la transferencia será de 0.8 f'c, en casos especiales podrá ser de 0.9 f'c para lo cual requerirá la autorización de la Dependencia.

- Para el análisis sísmico se tomaran en cuenta los siguientes criterios :



Método de la fuerza estática equivalente.

En estructuras regulares con miembros de apoyo de rigidez aproximadamente igual, pueden calcularse los efectos de sismo para diseño aplicando una fuerza estática horizontal equivalente S , actuante en el centro de gravedad de la estructura. La distribución de esta fuerza tomará en cuenta la rigidez de la superestructura y de los miembros de apoyo, las restricciones en los estribos y la posición deformada de la estructura.

El valor de " S " se obtendrá mediante:

$$S=cW/Q$$

- S = fuerza estática horizontal equivalente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura. (Ton.)
 W = peso total de la estructura (Ton.)
 c = máxima ordenada del espectro sísmico correspondiente al tipo de suelo en el sitio de ubicación de la estructura.
 Q = factor de comportamiento sísmico.

El cociente c/Q no debe ser menor que a_0 , ordenada al origen del espectro. (Véase tabla 2.1)

A menos que se justifiquen otros valores de Q con estudios especiales, podrán tomarse los siguientes:

Estructuras en las que la superestructura y los elementos de la subestructura formen un marco dúctil de concreto reforzado, preesforzado o de acero estructural, en el sentido del marco	Q = 4
Estructuras en las que la fuerza sísmica es resistida por una sola columna continua con el tablero de la superestructura	Q = 2
Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, cuando la primera se apoya libremente en dispositivos elastoméricos tipo Neopreno	Q = 4
Para el caso anterior, si los dispositivos de apoyo no existen o son de otro tipo	Q = 2
Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura :	
En elementos formados por marcos dúctiles	Q = 4
En elementos tipo muro	Q = 2
En columnas aisladas	Q = 2
En elementos de mampostería	Q = 1



TABLA 2.1 ESPECTROS DE DISEÑO.

ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	a_0	c	T_a (Seg.)	T_b (Seg.)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.13	0.50	0.0	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.13	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0.0	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0.0	1.7	1
E (Zona metropolitana Ciudad de México)	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

PARA ESTRUCTURAS COMUNES

Donde:

I	CORRESPONDE A TERRENO	FIRME
II	CORRESPONDE A TERRENO	INTERMEDIO
III	CORRESPONDE A TERRENO	BLANDO

Para el diseño se tomará la más desfavorable de las combinaciones siguientes:

$$\begin{aligned} S_L + 0.3 S_T \\ S_T + 0.3 S_L \end{aligned}$$

Donde S_L y S_T son las fuerzas sísmicas equivalentes en la dirección longitudinal y transversal del puente, respectivamente.

- Diseño de dispositivos de restricción.
Los dispositivos que tengan por objeto restringir los desplazamientos de la superestructura (por ejemplo tirantes de anclaje, topes sísmicos, etc.) se diseñarán para la siguiente fuerza:

$$S = c \cdot CM - V_S$$

Donde CM es la porción de carga muerta de la superestructura restringida por el dispositivo que se diseña y V_S son los cortantes en la estructura que se generan bajo la acción de la fuerza S y que se oponen a la acción del dispositivo; c será obtenido de la tabla 1.



- Combinación de cargas.

No se considerará el efecto de carga viva en combinación con el sismo; tampoco el efecto del viento o de otra carga eventual.

Se tomarán en cuenta estas combinaciones. :

$$U = 1.3 (CM + ET + S)$$

$$U = 1.3 (CM + ET - S)$$

Donde:

CM = efectos de la carga muerta.

ET = efectos del empuje de tierras.

S = efectos del sismo.

U = efectos últimos de diseño.

CV= efectos de la carga viva.

Para elementos sujetos a flexo-compresión se verificará la combinación de mínima fuerza axial y máximo momento mediante:

$$U = 1.3 (0.75 CM + ET \pm S)$$

Los factores de carga incluidos son AASHTO para el (Grupo VII).

2.2.4. Comentarios

- Estos criterios serán aplicables a puentes regulares, de estructuración común, con claros máximos de 40 m y alturas máximas de 20 m.
- El factor Q aplicado en el diseño de la subestructura se mantiene para el diseño de la cimentación.



Capítulo 2.3 ANTEPROYECTO

- Para responder a las necesidades del proyecto, se presentará una solución óptima, elaborando un dictamen en el que se mencionen los criterios tomados en cuenta para la elección del proyecto.

Desde un principio se marcaron los lineamientos para proyectar el PIPR, por ello solo se elaboró un anteproyecto que cumpliera con las condiciones geométricas indicadas en el capítulo anterior, llegando al resultado que a continuación se describe.

El PIPR estará formado por un solo tramo para el cruce de la autopista con una longitud de 29 m; los accesos se proyectaron de 18 m de largo cada uno y cada acceso cuenta con tres tramos de rampa (véase fig No 2.1).

La sección transversal tendrá con un ancho total de 2.5 m y un ancho de circulación peatonal de 2 m, ya que las guarniciones son de 25 cm. cada una.

El cruce del PIPR será a 90° con respecto al eje del camino principal.

La superestructura queda resuelta con una trabe de sección cajón de concreto pretensado, con una sobre losa de 10 cm. de peralte de concreto reforzado. La superestructura resuelve tanto el claro principal como las rampas de los accesos.

La superestructura se apoyará sobre cabezales de concreto reforzado que en el caso de los apoyos de las rampas servirán como descansos intermedios que serán dos en cada una de las rampas, estos apoyos serán de dos tipos; uno para cambiar de dirección de la rampa y otro servirá como descanso, además de extensión de las mismas.

La subestructura estará resuelta por cabezales de concreto reforzado sobre columnas de 1.2 m de diámetro, también de concreto reforzado.

La cimentación de las columnas se resuelve con zapatas aisladas, desplantadas a 1.8 metros de profundidad o hasta el material sano en el estrato marcado como resistente, también estas de concreto reforzado.

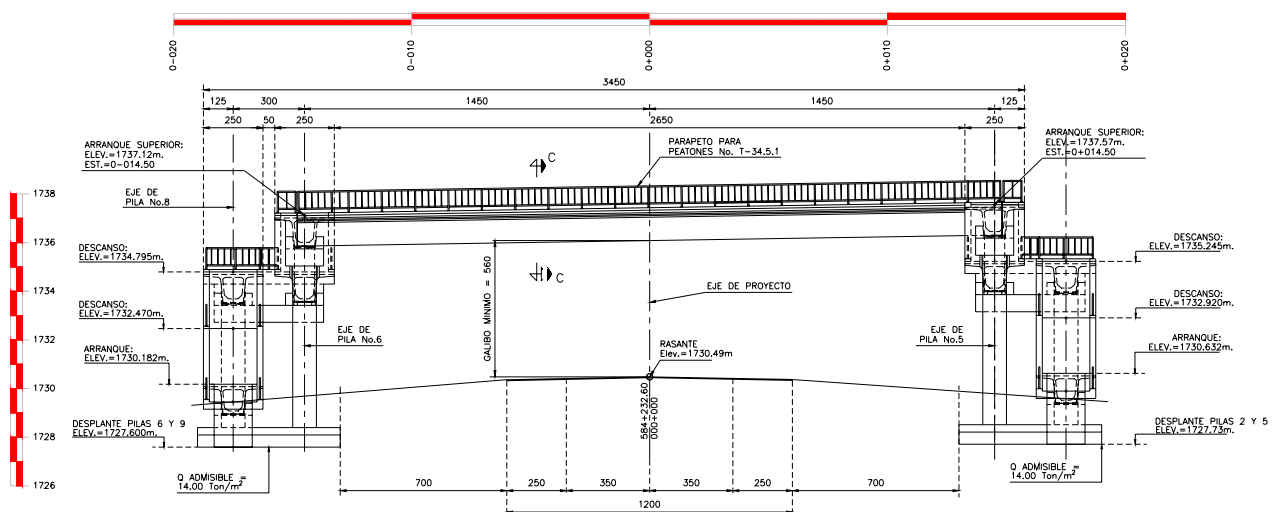


Fig. No 2.1 Sección transversal.



Capítulo 2.4 MEMORIA DE CÁLCULO

Para la justificación del diseño de la estructura se presentan los cálculos y corridas de los modelos elaborados.

Se mostrará lo que se considera mas importante y relevante del diseño del PIPR, ya que el cálculo es extenso y repetitivo en el procedimiento del diseño de traves principales, traves de rampa, cabezales, columnas y zapatas.

2.4.1 Cálculo de trabe

ESTRUCTURA	"P.I.P.R. SANTIAGO APOSTOL "
LOCALIZACIÓN	584+232.60
TRABE EN	CLARO PRINCIPAL
CLARO (m)	29
No. DE TRABES	1
ANCHO (m) =	2.50

1.- Momento debido a Carga Muerta.

Elemento	ton/m	Momento ton m	Mom. Por trabe	Cortante
Parapeto	0.054	5.68	5.68	0.78
Guarnición	0.12	12.62	12.62	1.74
Losa	0.10	10.09	10.09	1.39
P.P. Trabes	1	1.84	193.43	26.68
Diafragmas	0	1.6	0.00	1.6
Total	3.17	221.81	221.81	31.65

$$\text{MOM. C.M.} = \frac{221.81}{\text{ton m.}}$$

$$\text{Factor de impacto } I = \frac{15.24}{\text{claro} + 38,1} = 0.23 < 0,30$$

$$\begin{aligned} \text{Momento por Carga Viva } 415 \text{ kg/m}^2 &= 87.25 \text{ Ton-m.} \\ \text{Momento por C V + I} = M C V * (1 + F. I.) &= 107.07 \text{ Ton-m.} \end{aligned}$$

Características de las Trabes Sección Simple		f'c=	350	Kg/cm ²
Área =	0.7661	m ² .		
Mom. de Iner. I =	0.2068	m ⁴ .		
Módulo de sec. Sup.=	0.3909	m ³ .		
Módulo de sec. Inf. =	0.2519	m ³ .		
Altura del Centroides =	0.8210	m.		

$$R = \sqrt{(250/f'c)} = 0.845$$

Sección Compuesta		Rige el menor de :	
Ancho Efectivo de la Losa			
Separación Entre Trabes.....	120	x 0.845 =	101.419
Long. del Claro / 4	725		
12 x per.losa + per. efec.	191		



No. de Torones Propuesto =	24	Mom. Estático	
No. de Líneas de Colocación	1		
No. de Torones en línea 1	14	0.7	
No. de Torones en línea 2	10	1	
No. de Torones en línea 3	0	0	Centroide del
No. de Torones en línea 4	0	0	preesfuerzo (m)
Excent. simple = $Y_o - Y_p =$	0.750	1.7	0.071
Excent. comp = $Y_o - Y_p =$	0.750		
Factor de pretensado =	0.75		
Para perdidas se considera =	0.69	f's	
Fuerza total de preesfuerzo =	310.55	Ton.	
Momento por preesfuerzo S/S =	232.96	Ton. M	
Momento por preesfuerzo S/C =	232.96	Ton. M	

Cálculo de Esfuerzos sin Considerar Pérdidas Sección Simple Compresión = (+) Tensión = (-)

	Esf. Superior	Acumulado	Esf. Inferior	Acumulado
Peso Propio	494.80	494.80	-767.92	-767.92
Preesfuerzo	-190.56	<u>304.24</u>	1330.24	<u>562.32</u>
Losa	25.82	330.05	-40.07	522.25
Diafragmas	0.00	<u>330.05</u>	0.00	<u>522.25</u>
Parapeto	14.52	344.57	-22.54	499.71
Guarnición	32.27	376.84	-50.08	449.63
Carga Viva	273.89	650.73	-425.07	24.56

Esfuerzos permisibles

$$f'c(\text{Kg/cm}^2) = 350$$

$$\text{COMPRESIÓN} = 0.6 \times \sqrt{f'c} = 2100.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{TENSIÓN} = 1.6 \times \sqrt{f'c} = 299.33 \text{ Ton/m}^2$$

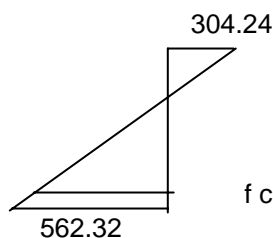
Cálculo de Pérdidas

Pérdidas por acortamiento elástico ES.

$$\text{ESA} = 1968594.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{ESC} = 268520.634 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 7.33126137$$



$$\text{Peralte (m)} = \frac{1.35}{548.77}$$

$$f_{cr} = 548.77$$

$$\text{ES} = n \times f_{cr} = 4023.21 \text{ Ton/m}^2$$

En donde f_{cr} es el esfuerzo promedio del concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a: Peso Propio + Preesfuerzo

$$\text{Fuerza debido a la perdida} = 9.530 \text{ Ton}$$

$$\text{Fuerza total menos la perdida} = 328.024 \text{ Ton}$$



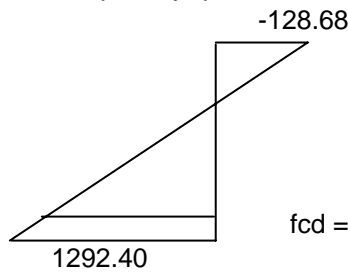
Pérdidas por contracción del concreto SH

$$H = 70$$

$$SH = 17000 - 150 \times H = 6500 \text{ lb/in}^2 = 456.9952 \text{ Kg/cm}^2 = 4569.95 \text{ Ton/m}^2$$

Cálculo de Esfuerzos sin Considerar Pérdidas Sección Simple Compresión = (+) Tensión = (-)

	Esf. Superior	Acumulado	Esf. Inferior	Acumulado
Peso Propio	494.80	494.80	-767.92	-767.92
Preesfuerzo	-201.29	293.51	1405.09	637.17
Pérdidas por flujo plástico = $12 \times f_{cr} - 7 \times f_{cd}$				



En donde f_{cm} es el esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo debido a Carga Muerta.

$$CRC = 12 \times f_{cr} - 7 \times f_{cm} = -1939.59 \text{ Ton/m}^2$$

$$f. \text{ sup.} = -128.68$$

$$f. \text{ inf.} = 1292.40$$

$$f_{cd} = 1217.84$$

Pérdidas por relajación del acero $CRS = 5000 - 0,10 \times ES - 0,05x (SH + CRC)$

$$CRS = 2981.509349$$

$$\text{Pérdidas totales} = ES + SH + CRC + CRS = 9635.08 \text{ Ton/m}^2$$

- ES= Pérdida por acortamiento elástico
- SH= Pérdida por contracción del concreto
- CRS= Pérdida por relajación del acero
- CRC= Pérdida por flujo plástico

Revisión en Etapa inicial (considerando únicamente pérdidas por Contracción)

$$\text{Preesfuerzo} = \text{Presf. Total} - ES \times 0.987 \times \text{No de cables} = 337.55$$

$$\text{Excentricidad} = 0.750$$

	Esf. Superior	Acumulado	Esf. Inferior	Acumulado
Peso Propio	494.80	494.80	-767.92	-767.92
Preesfuerzo	-207.13	287.66	1445.91	677.99

$$\text{Si destensamos al 80\% del } f'c \text{ tenemos } f_p = f'c \times 0.8 \times 0.6 = 1680$$

$$\text{Esfuerzo permisible a tensión} = -299.332591$$



Revisión en Etapa de Servicio (considerando todas las pérdidas)

$$\text{Preesfuerzo} = \text{Presf. Total} - (\text{ES} + \text{SH} + \text{CRC} + \text{CRS}) \times 0.987 \times \text{No. De cables} = 314.73$$

$$\text{Excentricidad sección compuesta} = 0.750$$

	Esf. Superior	Acumulado	Esf. Inferior	Acumulado
Peso Propio	494.80	494.80	-767.92	-767.92
Preesfuerzo	-193.13	301.67	1348.14	580.22
Losa	25.82	327.49	-40.07	540.16
Diafragmas	0.00	327.49	0.00	540.16
Parapeto	14.52	342.01	-22.54	517.62
Guarnición	32.27	374.28	-50.08	467.54
Carga Viva	273.89	648.17	-425.07	42.46

$$\text{COMPRESIÓN} = 0.4 \times \sqrt{f'_{ci}} = 1400.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{TENSIÓN} = 0.8 \times \sqrt{f'_{ci}} = 149.67 \text{ Ton/m}^2$$

Longitudes de Desadherencia.

% De Momento = $\{ 1 - (xi / 0.5L)^2 \}$		$xi = L / 2 \sqrt{\text{No. T. Desad.} / \text{No. T. Total}}$			
$M(i) = \% \text{ Mom.} \times Mo$					
Sección	No. De T. Desad.	xi	L / 2 - xi	% de M	
1	2	4.186	10.314	0.917	
2	4	5.920	8.580	0.833	
3	6	7.250	7.250	0.750	



Etapa No. 1.

Centroide del Preesfuerzo.-

No. de Torones Propuesto =	22	Mom. Estático		
No. de Líneas de Colocación	2			
No. de Torones en línea 1	14	1.4		
No. de Torones en línea 2	8	0.8		
No. de Torones en línea 3	0	0		Centroide del
No. de Torones en línea 4	0	0		preesfuerzo (m)
		2.2		0.100

Centroide de la Sección =	0.821
Excentricidad sec.simple=	0.721
Excentricidad comp. =	0.721

Considerando Pérdidas iniciales :

Factor de pretensado =	0.75
Fuerza debido al Preesfuerzo =	309.425
Momento debido al Preesfuerzo =	223.095

Considerando Pérdidas totales :

Factor de pretensado =	0.75
Fuerza debido al Preesfuerzo =	20.922

	Esf. Superior	Acumulado	Esf. Inferior	Acumulado
Peso Propio	453.57	453.57	-703.93	-703.93
Preesfuerzo	-155.51	298.06	1202.39	498.47

Esfuerzos permisibles

COMPRESIÓN = $0.4 \times f'c = 1400.00$ Ton/m²

Revisión en condiciones de Servicio

	Esf. Superior	Acumulado	Esf. Inferior	Acumulado
Peso Propio	453.57	453.57	-703.93	-703.93
Preesfuerzo	-155.51	298.06	1202.39	498.47
Losa	23.66	321.72	-36.73	461.74
Diafragmas	0.00	321.72	0.00	461.74
Parapeto	13.31	335.03	-20.66	441.08
Guarnición	29.58	364.61	-45.91	395.17
Carga Viva	251.07	615.68	-389.65	5.52



Etapas No. 2.

Centroide del Preesfuerzo.-

No. de Torones Propuesto =	20	Mom. Estático	
No. de Líneas de Colocación	1		
No. de Torones en línea 1	14	0.7	
No. de Torones en línea 2	6	0.6	
No. de Torones en línea 3	0	0	Centroide del
No. de Torones en línea 4	0	0	preesfuerzo (m)
		<u>1.3</u>	0.065

Centroide de la Sección =	0.821
Excentricidad simple =	0.756
Excentricidad comp. =	0.756

Considerando Pérdidas iniciales :

Factor de pretensado =	0.75
Fuerza debido al Preesfuerzo =	281.295
Momento debido al Preesfuerzo =	212.659

Considerando Pérdidas totales :

Factor de pretensado =	0.75
Fuerza debido al Preesfuerzo =	19.020
Momento debido al Preesfuerzo =	14.379

	Esf. Superior	Acumulado	Esf. Inferior	Acumulado
Peso Propio	412.33	412.33	-639.93	-639.93
Preesfuerzo	-164.85	247.48	1129.53	489.59

Esfuerzos permisibles

COMPRESIÓN = $0.4 \times f'c = 1400.00$ Ton/m²

Revisión en condiciones de Servicio

	Esf. Superior	Acumulado	Esf. Inferior	Acumulado
Peso Propio	412.33	412.33	-639.93	-639.93
Preesfuerzo	-164.85	247.48	1129.53	489.59
Losa	21.51	268.99	-33.39	456.21
Diafragmas	0.00	268.99	0.00	456.21
Parapeto	12.10	281.09	-18.78	437.42
Guarnición	26.89	307.98	-41.73	395.69
Carga Viva	228.24	536.23	-354.23	41.46



Etapas No. 3.

Centroide del Preesfuerzo.-

No. de Torones Propuesto =	18	Mom. Estático	
No. de Líneas de Colocación	1		
No. de Torones en línea 1	14	0.7	
No. de Torones en línea 2	2	0.2	
No. de Torones en línea 3	0	0	Centroide del
No. de Torones en línea 4	0	0	preesfuerzo (m)
		0.9	0.050

Centroide de la Sección =	0.821
Excentricidad simple =	0.771
Excentricidad comp. =	0.771

Considerando Pérdidas iniciales :

Factor de pretensado =	0.75
Fuerza debido al Preesfuerzo =	253.166
Momento debido al Preesfuerzo =	195.191

Considerando Pérdidas totales :

Factor de pretensado =	0.75
Fuerza debido al Preesfuerzo =	17.118

	Esf. Superior	Acumulado	Esf. Inferior	Acumulado
Peso Propio	371.10	371.10	-575.94	-575.94
Preesfuerzo	-157.43	213.67	1030.63	454.69

Esfuerzos permisibles

COMPRESIÓN = $0.4 \times f'c = 1400.00$ Ton/m²

Revisión en condiciones de Servicio

	Esf. Superior	Acumulado	Esf. Inferior	Acumulado
Peso Propio	371.10	371.10	-575.94	-575.94
Preesfuerzo	-157.43	213.67	1030.63	454.69
Losa	19.36	233.03	-30.05	424.64
Diafragmas	0.00	233.03	0.00	424.64
Parapeto	10.89	243.93	-16.90	407.74
Guarnición	24.20	268.13	-37.56	370.18
Carga Viva	205.42	473.55	-318.81	51.37



2.4.2. Cálculo de Pilas 5 y 6 (Cabezal)

Descripción

El apoyo se proyectará para soportar media estructura formada por losa de concreto reforzado sobre 1 trabe de concreto pretensado, ancho total de 2.5m. para carga viva de 415 kg/m² en ancho de 2 metros, con una longitud de 29.00 metros.

Y media rampa de acceso solucionada de la misma manera que la superestructura del claro principal pero esta con una longitud total de 18.00 m

Carga móvil

Claro de 29.000 m. Claro de 18.000 m.

CV= ton/m²

Peso propio:

Ancho de diseño = m.

CABEZAL	Geom. en PL	8.39	Ton
VOLADO	Geom. en PL	0.49	Ton
DIAFRAGMA	Geom. en PL	3.89	Ton
BANCOS Y TOPESES	Geom. en PL	1.06	Ton

Peso Propio = 13.83 Ton

$\omega = W_{pp}/long = 5.53$ Ton/m

Columnas

D = 1.2 m.
 Long.al terreno natural = 5.710 m.
 Long.de desplante = 2.1 m.

Peso de columnas = [(Acolumn) * (Long* $\gamma_{concreto}$)] = 19.028 ton



Análisis del volado de apoyo del cabezal de pila 5.

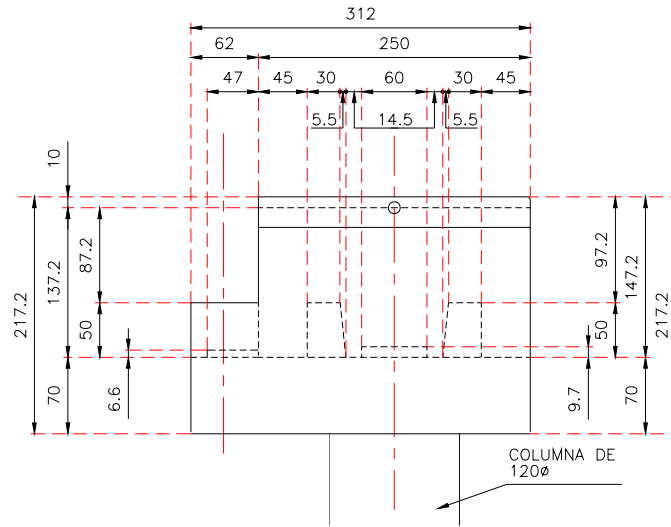
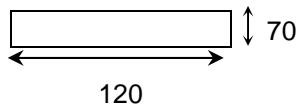


Fig. No. 2.2 Vista Frontal del Cabezal de Pila No. 5

Peso de super estructura rampa =	20.049	Ton
Peso de carga viva rampa =	9.338	Ton
Topes =	0.504	Ton
Σ =	29.891	Ton
e =	1.200	m
Peso propio =	2.688	Ton/m
M peso propio =	2.787	Ton-m

Geometría de la sección.



$$\text{Área} = \frac{8400}{\text{cm}^4}$$

$$I = \frac{3.430\text{E}+06}{\text{cm}^4}$$

$$V_{\text{MAX}} = 32.58 \text{ Ton}$$

$$M_{\text{MAX} (-)} = 38.66 \text{ Ton-m.}$$

Elementos mecánicos obtenidos del programa de cálculo Staad.Pro



$$d = (M / Kb)^{1/2}$$

$$d = \underline{46.97} \text{ cm} < 65$$

Refuerzo del momento negativo

Usando varillas del # 8 $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$
para el momento negativo.

$$\begin{aligned} A_{s-} &= 33.039 \text{ cm}^2 \\ N^{\circ} \text{var} &= 6 \\ S &= 24.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 5.01 \text{ cm.} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0039$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f'_c} = 0.09635294$$

$$MUR = FR \cdot A_s \cdot F_y \cdot (d - a/2)$$

$$MUR = 7186130 \text{ Kg-cm}$$

$$MUR = 71.861 \text{ Ton-m}$$

$$F.S. = MUR / M_{act} = 1.859$$

$$\text{Cortante} = 32578.50 \text{ kg}$$

$$v = v / b \cdot d = 3.878 \text{ Kg/cm}^2 < 5.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_d = V_u - V_{cr}$$

$$V_u = 42.35 \text{ Ton}$$

$$V_d = -1.72 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Usando estribos del No 4 con } A &= 1.27 \text{ cm}^2. \\ \text{numero de ramas} &= 4 \end{aligned}$$

$$\text{separación de estribos} = -768.82$$

Se usarán estribos del # 4C @ 25 cm al centro.

No se requiere refuerzo por cortante



Cálculo del refuerzo del volado

Se analizará un metro de ancho del volado sobre el diafragma.
(las dimensiones se pueden deducir de la Fig. No 2.2)

Longitud del volado =	0.450	m
Peralte del volado =	0.180	m
Peso de la guarnición =	0.054	Ton
Peso del parapeto =	0.120	Ton
e =	0.350	m
M Parapeto y Guarnición =	0.061	Ton-m
P.P =	0.432	Ton/m
M pp =	0.044	Ton-m
C.V.=	0.415	Ton/m
M c.v. =	0.013	Ton-m

$$M_{MAX \text{ volado (+)}} = 0.12 \text{ Ton-m.}$$

Usando varillas del # 4 $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$
para el momento positivo.

$$\begin{aligned} A_{s+} &= 0.467 \text{ cm}^2 & \rho &= 0.0010 \\ N^{\circ} \text{var} &= 6 \\ S &= 24.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 1.26 \text{ cm.} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0010$$

$$q = \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} = 0.02413575$$

$$MUR = FR \cdot A_s \cdot F_y \cdot (d - a/2)$$

$$MUR = 1854159 \text{ Kg-cm}$$

$$MUR = 18.542 \text{ Ton-m}$$

$$F.S. = MUR / M_{act} = \mathbf{157.655}$$



2.4.3 Cálculo de pilas 5 y 6 (Columnas).

SUPERESTRUCTURA. =	31.654	Ton	Claro principal
SUPERESTRUCTURA. =	20.049	Ton	Rampa

Cabezal =	8.387	Ton
Volado =	0.486	Ton
Diafragma	3.888	Ton
Banco =	1.065	Ton
Σ =	13.825	Ton

No. DE PILAS =	1.000	
PILAS =	19.028	Ton

CM. =	84.556	Ton
-------	--------	-----

Momento estático longitudinal (paralelo al claro principal)
Ubicación del centroide del cabezal en el plano longitudinal.

y =	0.779	m
x =	1.04	m
e L =	0.24	m
M est long=	3.32	Ton-m

Momento estático transversal (perpendicular al claro principal)

P rampa =	20.05	Ton
P cabezal volado =	2.17	Ton
Σ =	22.21	Ton
e T =	1.57	m
M estático transversal =	34.88	Ton-m

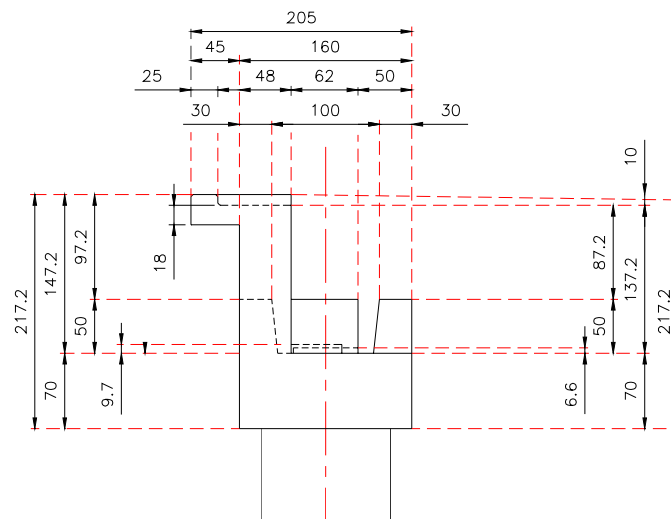


Fig. No. 2.3 Vista Lateral del Cabezal de Pila No. 5



Alturas a :

$$H_1 = 2.60 \text{ m,}$$

$$H_2 = 9.41 \text{ m,}$$

FUERZAS SÍSMICAS

Se considera que tenemos un terreno tipo III.

El factor de comportamiento $Q = 2$.

Según la regularización sísmica de la Republica Mexicana de la C.F.E.(Edición 1993) el coeficiente sísmico $c = 0.36$ en zona B.

$FS = W \cdot C \cdot F$ comp sis.

$$FS = \frac{C W}{Q}$$

Fuerzas sísmicas aplicadas en sentido longitudinal a la estructura.
Para aplicarse al diseño de una columna.

	FUERZA	DIST.	MOMENTO
FS Superestructura=	4.65	7.84	36.48
FS Caballete =	1.51	7.360	11.11
FS Volado =	0.09	8.960	0.78
FS Diafragma=	0.70	8.440	5.91
FS Banco =	0.19	7.910	1.52
FS Columna =	3.42	3.505	12.00

Σ	10.57	Ton.	67.80	Ton-m
----------	-------	------	-------	-------

Fuerzas sísmicas aplicadas en sentido transversal a la estructura.
Para aplicarse al diseño de una columna.

	FUERZA	DIST.	MOMENTO
FS Superestructura=	4.65	7.84	36.48
FS Caballete =	1.51	7.36	11.11
FS Volado =	0.09	8.96	0.78
FS Diafragma=	0.70	8.44	5.91
FS Banco =	0.19	7.91	1.52
FS Columna =	3.42	3.51	12.00

Σ	10.57	Ton.	67.80	Ton-m
----------	-------	------	-------	-------

Para diseño se tomara las más desfavorable de las combinaciones

$$S_L + 0,3 S_T = 13.74 \quad \text{Rige}$$

$$S_T + 0,3 S_L = 13.74$$

$$M_L + 0,3 M_T = 88.14 \quad \text{Rige}$$

$$M_T + 0,3 M_L = 88.14$$



MOMENTOS PARA EL CÁLCULO DE LA COLUMNA.

$$\begin{aligned} \sum M &= 124.02 \quad \text{Ton-m} \\ P &= 63.42 \quad \text{Ton} \end{aligned}$$

Para elementos sujetos a flexo compresión se verifica la combinación de *mínima* fuerza axial y *máximo* momento. $U = 1,3 (CM+ET\pm S)$

$$\begin{aligned} \sum M_u &= 161.22 \quad \text{Ton-m.} \\ P_u &= 82.44 \quad \text{Ton.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Siendo un } f'_c &= 250 \quad \text{Kg./cm}^2 \\ f^*_c &= 0,8(f'_c) = 200 \quad \text{Kg./cm}^2 \\ f^*_y &= 0,9(F_y) = 3600 \quad \text{Kg./cm}^2 \\ f''_c &= 0,85(f'_c) = 170 \quad \text{Kg./cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} r_{\min} &= 2 + [2(2.54)] = 7.08 \text{cm.} \approx 7.00 \quad \text{cm.} \\ D &= 120 \quad \text{cm.} \\ d &= 106 \quad \text{cm.} \\ d/D &= 0.88 \quad \underline{0.9} \end{aligned}$$

$$K = \frac{P_u}{D^2 f''_c} \quad K = 0.0337 \approx 0.034$$

$$R = \frac{M_u}{f''_c D^3} \quad R = 0.0549 \approx 0.055$$

De las gráficas de diseño de columna, obtenemos;

$$q = 0.22$$

$$\rho = q (f''_c / f^*_y) = 0.01039 \quad \text{Porcentaje mínimo en columnas}$$

$$\rho_{\max} = 0,06 > \rho$$

$$\underline{A \text{ columna} \times \rho} = A_s = 117.50 \quad \text{cm}^2.$$

$$\text{Se colocarán 25 vars. Del \# 8 } \underline{a_s} = 126.75 \quad \text{cm}^2.$$

Estribos del # 4 como Anillos circulares, con una separación de;

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 850 / (f_y)^{1/2} = 33.31 \quad \text{cm.} \quad * \quad \text{RIGE} \\ S_{\max} &= 48\varnothing \text{ estribo} = 152.64 \quad \text{cm.} \\ S_{\max} &= \frac{1}{2} D = 60.00 \quad \text{cm.} \\ S_{\max} &= 60 \text{cm.} \end{aligned}$$

Utilizaremos 25 varillas del # 8 con una separación de 13 cm



Cortante en la columna =	13.737	Ton.
$V_U =$	17.858	Ton.
$V_{CR} =$	63.900	Ton.
$V_d =$	-46.04	Ton

Usando estribos del No 4 con A=	1.27	cm ² .
numero de ramas =	2	
separación de est =	-23.39	

No se requiere refuerzo por cortante.

Se usarán estribos del # 4C @ 25 cm en cada extremo.



2.4.4. Cálculo de pilas 5 y 6 (Zapata).

$$W_{TOTAL} = 84.56 \text{ Ton.}$$

Se considera que tenemos un terreno tipo III.

El factor de comportamiento $Q = 2$.

Según la regularización sísmica de la República Mexicana de la C.F.E. (Edición 1993) el coeficiente sísmico $c = 0.36$ en zona B.

$$FS = W \cdot C \cdot F \text{ comp sis.}$$

$$FS = \frac{C W}{Q}$$

Fuerzas sísmicas

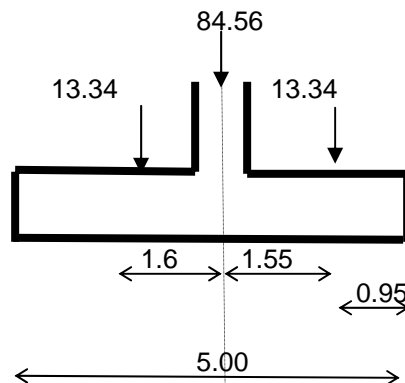
Para aplicarse al diseño de una zapata.

	FUERZA	DIST.	MOMENTO
FS Superestructura=	4.65	8.640	40.20
FS Caballete =	1.51	8.160	12.32
FS Volado =	0.09	9.760	0.85
FS Diafragma=	0.70	9.240	6.47
FS Banco =	0.19	8.710	1.67
FS Columna =	3.42	4.305	14.74

Σ	10.57	Ton.	76.26	Ton-m
----------	-------	------	-------	-------

$$W_{TOTAL} = 84.56 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_s = [76.26 \text{ Ton-m.}$$



$$\begin{aligned} \Sigma M_{ACT} &= [76.26 \text{ Ton-m.} & \Sigma M_{\text{Para cada columna}} &= [112.21 \text{ Ton-m.} \\ \Sigma M_{EST} &= [35.87 \text{ Ton-m.} \\ \Sigma M_{RES} &= [112.13 \text{ Ton-m.} \\ ftu &= 18.62 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$



Dimensiones de la Zapata :

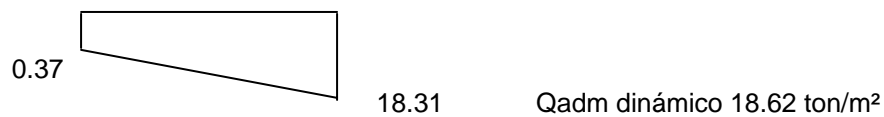
L =	3.00	m.
B =	5.00	m.
Df =	0.80	m.
w =	28.80	Ton.

Revisión de esfuerzos en el terreno

$$f = \frac{(P + W)_u}{B \times L} \pm \frac{Mu_u}{S}$$

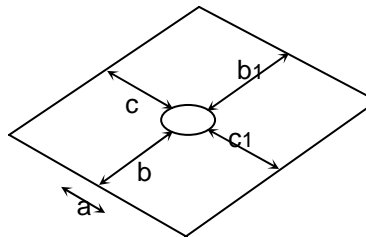
$$S = \frac{L \cdot B^2}{6} \quad S = 12.50 \quad \text{m}^3.$$

f ₁ =	18.31	Ton/m ²
f ₂ =	0.37	Ton/m ²



Presiones de contacto.

- a = 1.20
- b = 1.90
- b1 = 1.90
- c = 1.90
- c1 = 1.90



Momentos actuantes en la zapata

$$f = \frac{(P + W)_u}{B \times L} \pm \frac{Mu_u}{S}$$

$$S = \frac{B \cdot L^2}{6} \quad S = 12.50 \quad \text{m}^3.$$

f ₁ =	-1.55	Ton/m ²
f ₂ =	16.39	Ton/m ²



Cuando se presentan Tensiones utilizaremos el siguiente método :

(hipótesis de la distribución lineal de presiones)

Excentricidad = Mom. Total / P total

Excentr. e = 1.008

Posición de la Resultante = $B / 2 - e$

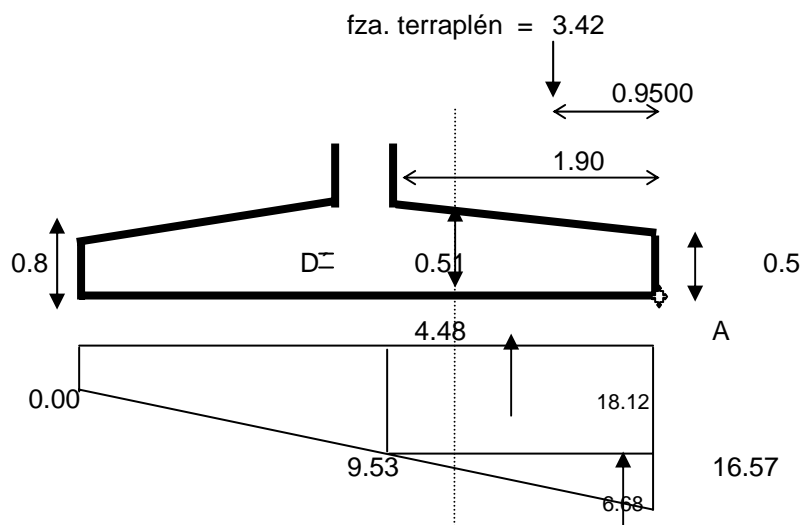
Posición de la Resultante = 1.492

Ancho del diagrama de Presiones

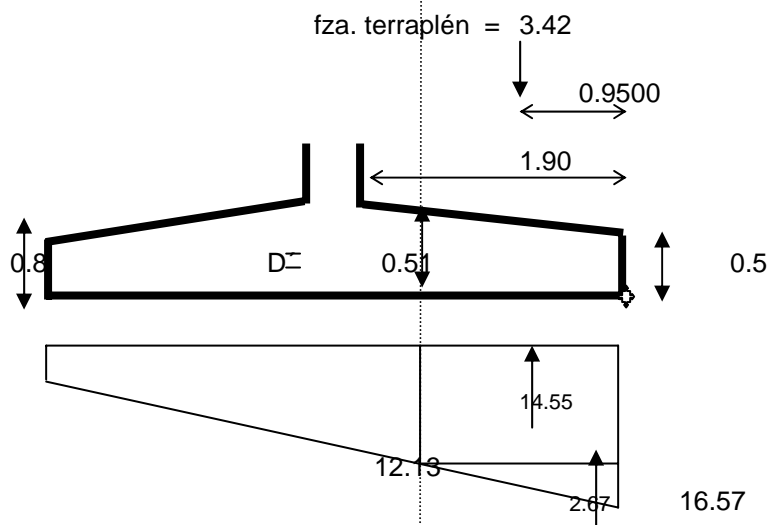
$A_{dp} = 3 \times 1.492 = 4.476$

$$\text{Presión Resultante} = \frac{P \text{ total} \times 2}{A_{dp} \times L}$$

Presión resultante = 16.57 ton/m²



Revisión por cortante





A) Como plano de falla.

$$V_u = 13.80 \text{ ton/m}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \cdot A_c = 42.78 \text{ ton/m}$$

B) Por penetración

$$\text{Perímetro de falla} = 376.99 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte de falla} = 60.53 \text{ cm}$$

$$\text{Área de falla} = 22817.88 \text{ cm}^2$$

$$P_{\text{gpo 1}} = 108.94 \text{ ton}$$

$$P_u = 141618.09 \text{ Kg.}$$

$$V_u = P_u / A_{\text{De falla}} = 6.21 \text{ Kg./cm}^2$$

$$V_c = 8.38 \text{ Kg./cm}^2 \quad \text{por lo tanto si pasa por cortante}$$

MOMENTO LONGITUDINAL.

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$M_{ML} = 22.424 \text{ Ton-m}$$

$$A_{SL} = 19.774 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando varillas del \# 6 con } a_s = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con una separación de } 15.00 \text{ cm.}$$

$$A_s = 19.13 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 3.78 \text{ cm.} \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0027333$$

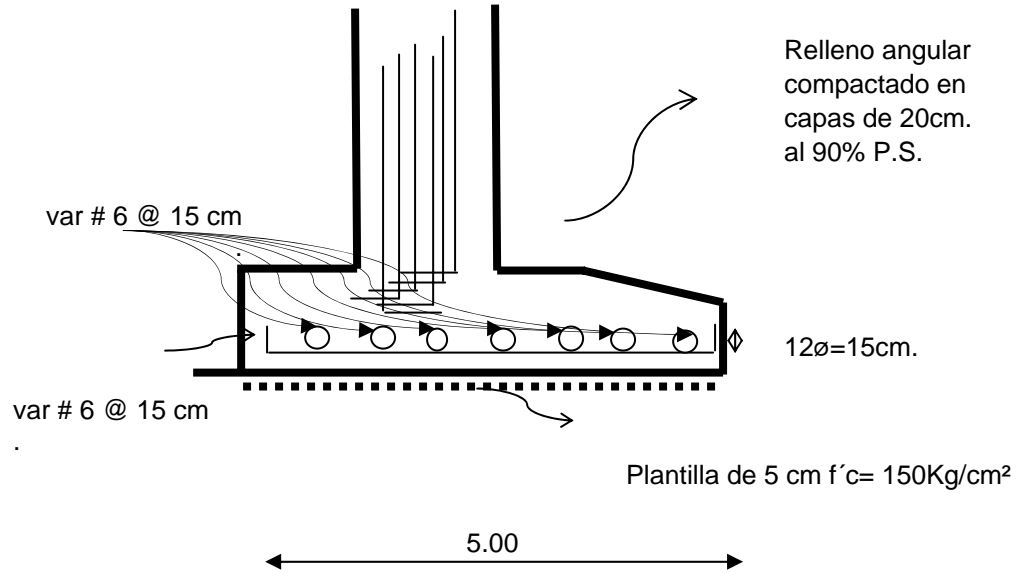
$$q = \frac{\rho f_y}{f'_c} = 0.067529412$$

$$MUR = FR \cdot A_s \cdot F_y \cdot (d - a^{1/2})$$

$$MUR = 4925928.08 \text{ Kg.-cm}$$

$$MUR = 49.259 \text{ Ton-m}$$

$$F.S. = MUR / M_{act} = 2.42 \quad \text{Lado L.}$$





Capítulo 2.5 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

La estructura se conformará por una superestructura formada por una trabe de 29 m para el claro principal, con una sección tipo cajón de concreto preesforzado y traveses de 18 m de largo con la misma sección y materiales para las rampas (véase fig No 2.4 y 2.5).

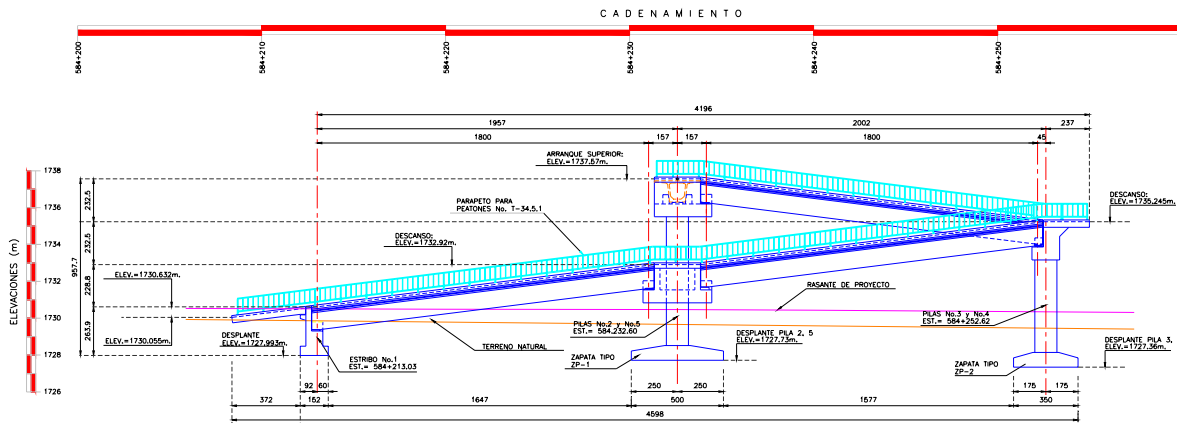


Fig. No. 2.4 Sección transversal Rampa Derecha.

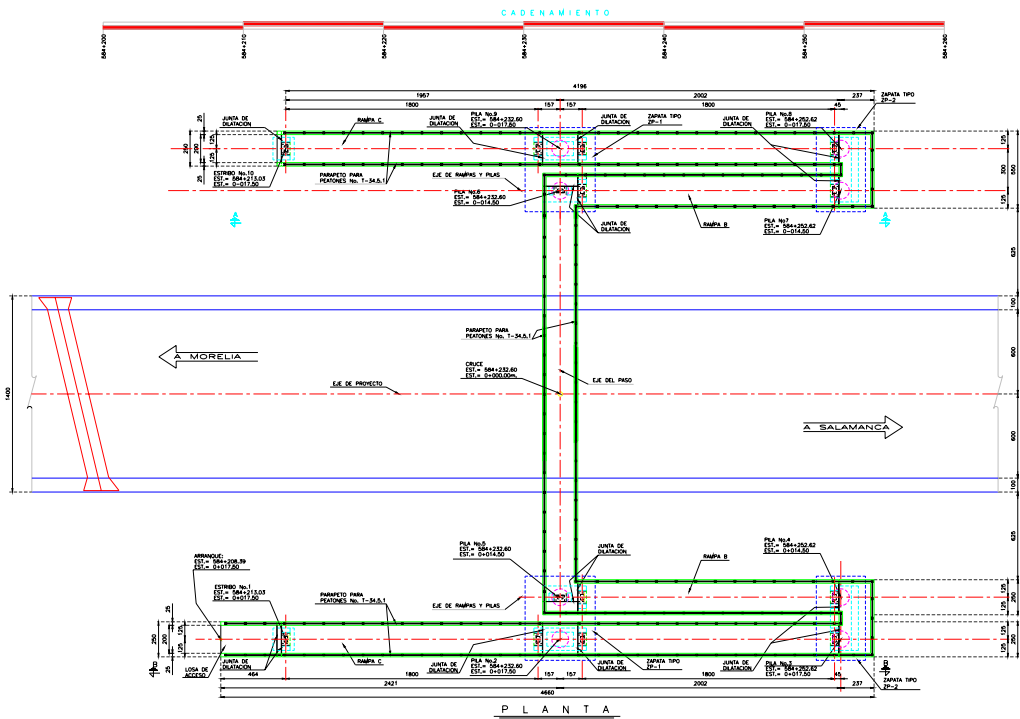


Fig. No. 2.5 Planta General.



2.5.1. Superestructura

Las traveses de concreto pretensado estarán fabricadas con concreto $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ y con acero de preesfuerzo con un esfuerzo máximo a la ruptura mayor a los $19,000 \text{ Kg/cm}^2$, la sección de la trabe será del tipo cajón y tendrá un peralte de 1.35m en la parte central (véase *fig No 2.6 y 2.7*).

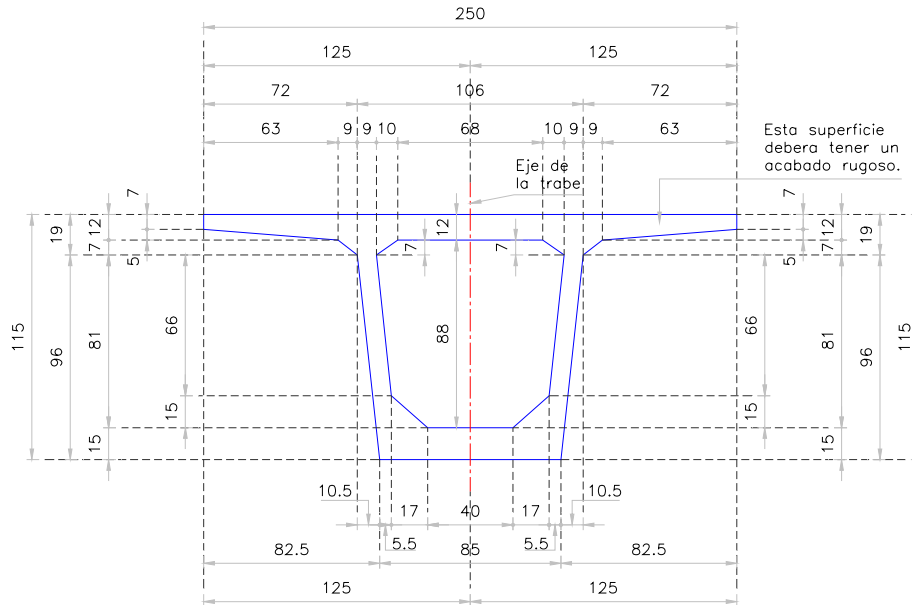


Fig. No. 2.6 Geometría de Trabe Cajón.

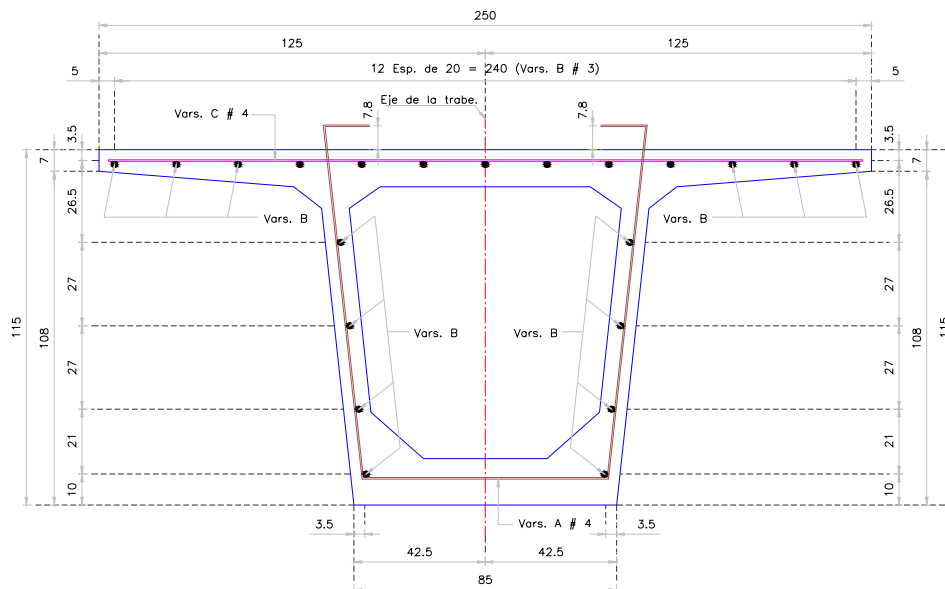
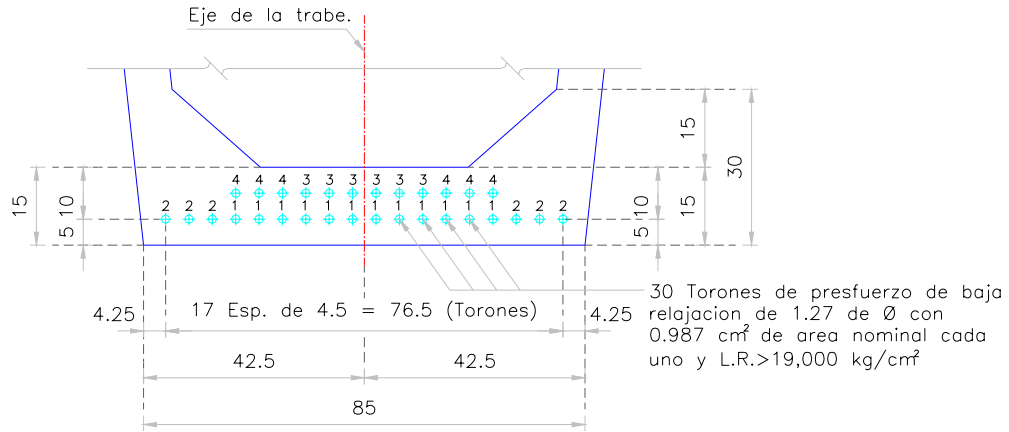


Fig. No. 2.7 Sección Transversal (Refuerzo).



La trabe será reforzada longitudinalmente por cables de preesfuerzo mediante el sistema de concreto pretensado, colocando la totalidad de los cables de preesfuerzo en la losa inferior de la trabe para ejercer la mayor cantidad de momento en ella, los cables deberán irse des-adhiriendo, gradualmente tal como se indica en las figuras No 2.8 y 2.9.



DETALLE DEL PRESFUERZO

ESC: 1:10

NOTA.- Los torones se encamisaran en tubos de plastico con las longitudes indicadas en la elevacion de la trabe. Los torones se tensorán en la cama de presfuerzo a 14,065.0 kg/cm² para tener una fuerza total inicial para trabe de 416,465.0 kg.

Fig. No. 2.8 Sección Transversal (Posición de torones).

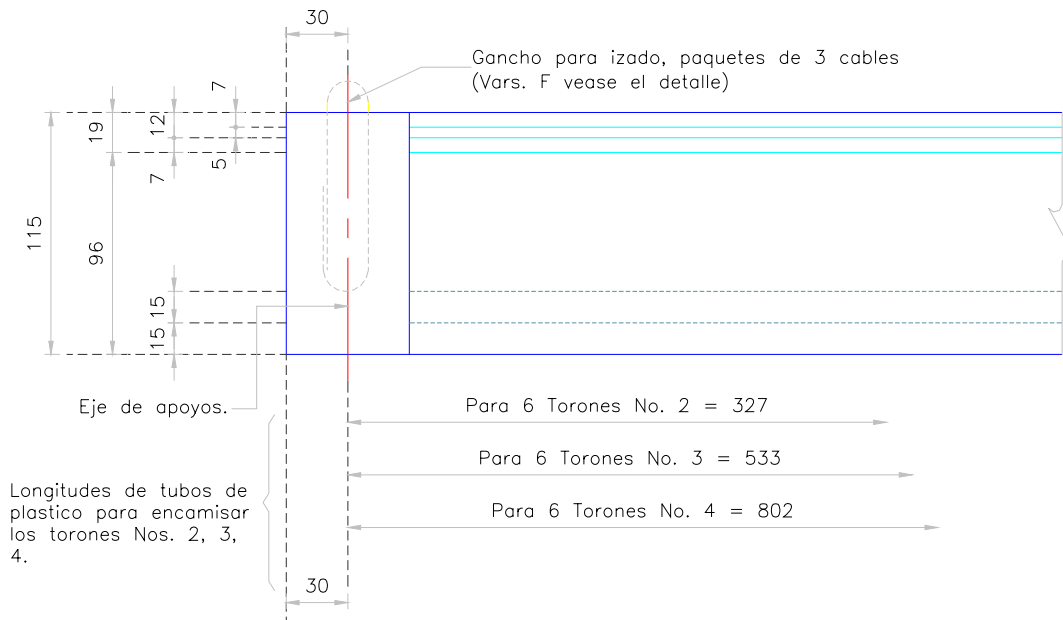


Fig. No. 2.9 Elevación (Longitudes de des-adherencia).



La des-adherencia de los cables de preesfuerzo se llevará a cabo mediante la colocación de ductos de plástico con las longitudes indicadas en la Fig. No. 2.9, la posición de cada ducto se indica en la Fig. No. 2.8, los únicos cables que permanecerán sin enductar serán los número 1. Todas las traveses que conforman la superestructura tanto en el claro principal como en las rampas, se apoyarán sobre colchones o apoyos fabricados con Acero y Neopreno para permitir deformaciones y en caso de presentarse cargas accidentales de trabajo por sismo o por viento.

Se colocarán apoyos de Neopreno con espesores distintos en cada extremo de la trabe uno de 2.5 cm. de espesor llamado apoyo fijo y otro de 4.1 cm. de espesor llamado apoyo Móvil (Véase Fig. No. 2.10).

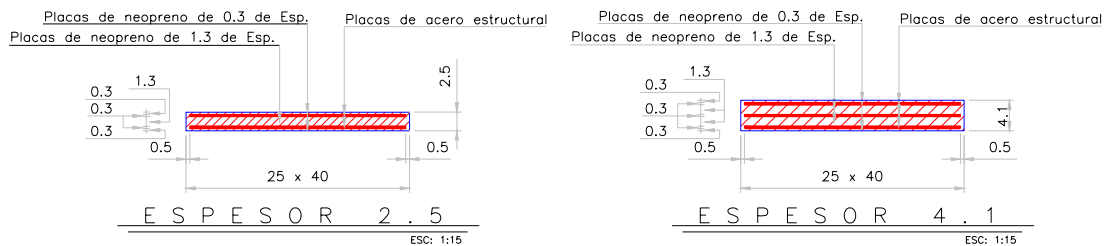


Fig. No. 2.10 Apoyos de Neopreno.

La superestructura será complementada con una sobre losa de 5 cm. de espesor en la parte superior de las traveses tanto en el claro principal como en las rampas; con ella daremos la pendiente de bombeo con una inclinación negativa del 2% del centro hacia los extremos con el fin de evitar encharcamientos y encauzar los escurrimientos hacia el sistema de drenes colocados en los extremos de la superestructura, finalmente se llevará a cabo el colado de la guarnición y la colocación del parapeto para peatones tipo T-34.5.1 longitudinalmente y en ambos costados de la superestructura.

2.5.2. Subestructura

La subestructura del PIPR fue resuelta en base a pilas de concreto reforzado con un $f'c = 250$ Kg/cm² sobre las cuales se diseñaron cabezales del mismo material, para recibir las traveses que conforman la superestructura. Cada uno de los cabezales soportará la reacción de dos tramos de superestructura y tendrá la geometría necesaria para funcionar como descanso y para cambiar la dirección de las rampas en todo su desarrollo.

Particularmente en este proyecto se diseñaron 4 tipos de apoyos intermedios, para cada rampa existiendo simetría entre ambas.

La cimentación fue resuelta con zapatas de concreto reforzado que a excepción de los apoyos No. 1 y No. 10 que son estribos, cada zapata soporta la reacción de dos columnas.

Como se puede observar en el diseño de la cimentación, las zapatas no rebasan los esfuerzos máximos permisibles en el terreno que nos marca el estudio de Geotecnia de 14.80 Ton/m² para condiciones estáticas y de 19.24 Ton/m² para condiciones dinámicas.

Los estribos No. 1 y No. 10 se diseñaron para quedar prácticamente enterrados y contarán con una ménsula sobre la cual se colocará una losa de acceso para poder ligar el nivel final de las rampas con el del terreno natural, debido a la longitud de desarrollo de las mismas.



2.5.2.1. Estribo No. 1

El estribo No. 1 y el estribo No. 10 son muy parecidos y difieren únicamente por unos centímetros de altura, por lo cual solo se muestra la geometría y el reforzamiento del estribo No. 1 (véase Fig. No. 2.11 a 2.15).

El refuerzo de la zapata y del cuerpo del estribo obedece mas a un reforzamiento por cuantía mínima de acero ya que los elementos mecánicos actuantes en el no requieren de un refuerzo considerable debido al dimensionamiento de sus elementos.

Este apoyo llevará un colchón de Neopreno de 2.5 cm. de espesor para recibir la trabe de la rampa y dos placas de Neopreno puro de 3.0 cm. de espesor adherido a los toques sísmicos para restringir cualquier posible desplazamiento transversal al eje de la rampa.

El estribo también cuenta con un diafragma a manera de pantalla para evitar que en la cara posterior se derrame el material de relleno en los toques sísmicos y bancos de apoyo para poder dar continuidad a la rampa, en el diafragma y la losa de acceso; en las cuales se colocaran juntas de dilatación de 4 cm. de espesor a todo lo ancho de la rampa.

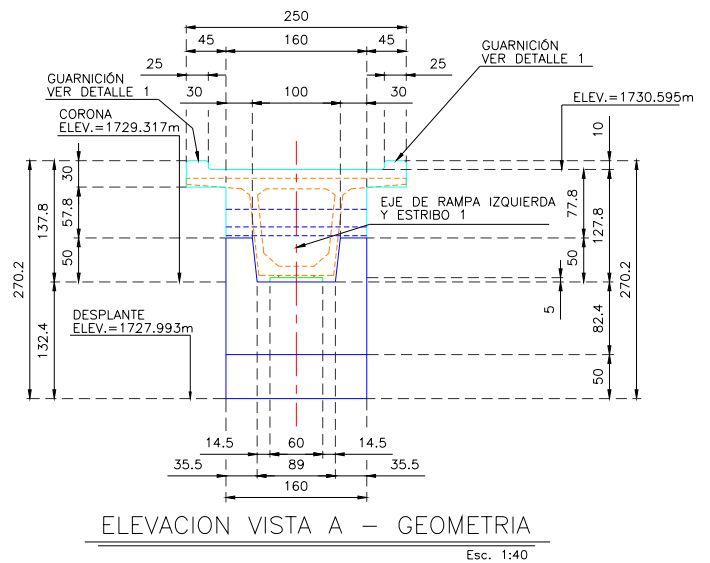
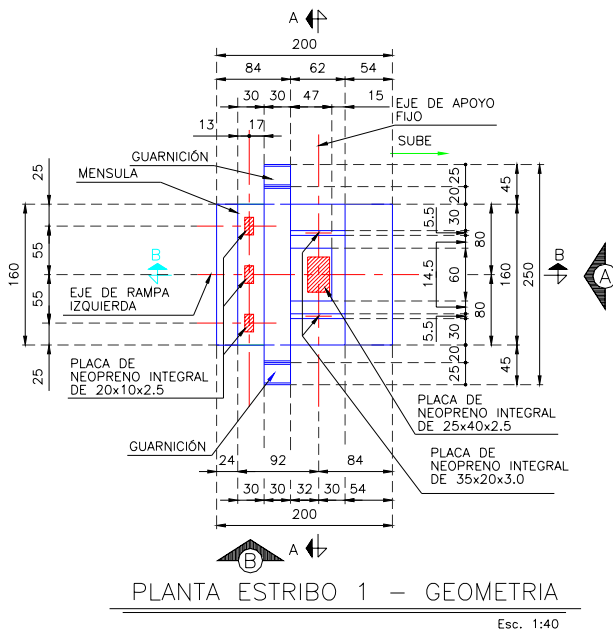
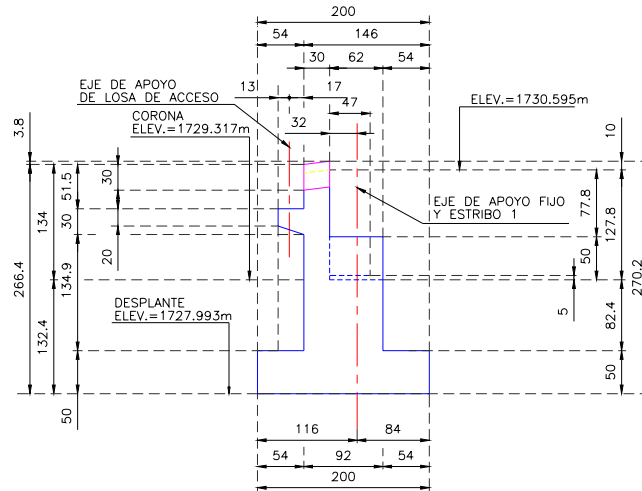


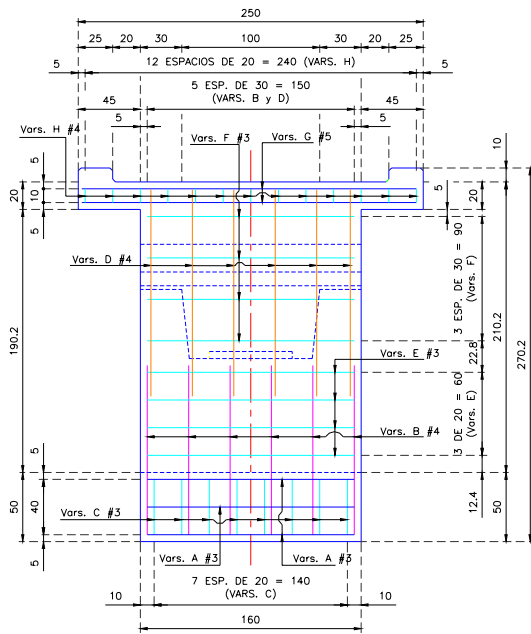
Fig. No. 2.11 y 2.12 Estribo No. 1 Geometría.



ELEVACION VISTA B – GEOMETRIA

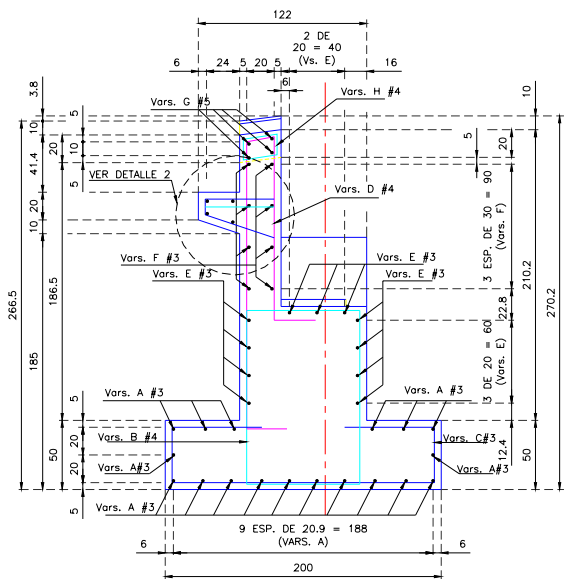
Esc. 1:40

Fig. No. 2.13 Estribo No. 1 Geometría.



REFUERZO ESTRIBO 1 – CORTE A-A

Esc. 1:20



REFUERZO ESTRIBO 1 – CORTE B-B

Esc. 1:20

Fig. No. 2.14 y 2.15 Estribo No. 1 Refuerzo.



2.5.2.2. Apoyo No. 2 y 5

Los apoyos No. 2 y No. 5 son los más altos y los que reciben mayor carga, puesto que soportan media superestructura del claro principal de 29 m de longitud en el cabezal No.5 y media superestructura de rampa de 18 m de longitud. El cabezal No. 2 únicamente recibe la reacción de dos rampas de 18 m que después del estribo, es el apoyo de menor altura en el PIPR; igualmente tiene la función de descanso en la rampa por lo que se construyó un bloque de concreto aligerado mediante bloques de poliestireno de alta densidad, para no aumentar el peso en el apoyo intermedio.

A continuación (fig. 2.16) se presentará la geometría del apoyo No 2 y No 5 ya no se mostrará el refuerzo de estos debido a la complejidad del armado, pero se anexarán los planos a este documento para mostrar su refuerzo.

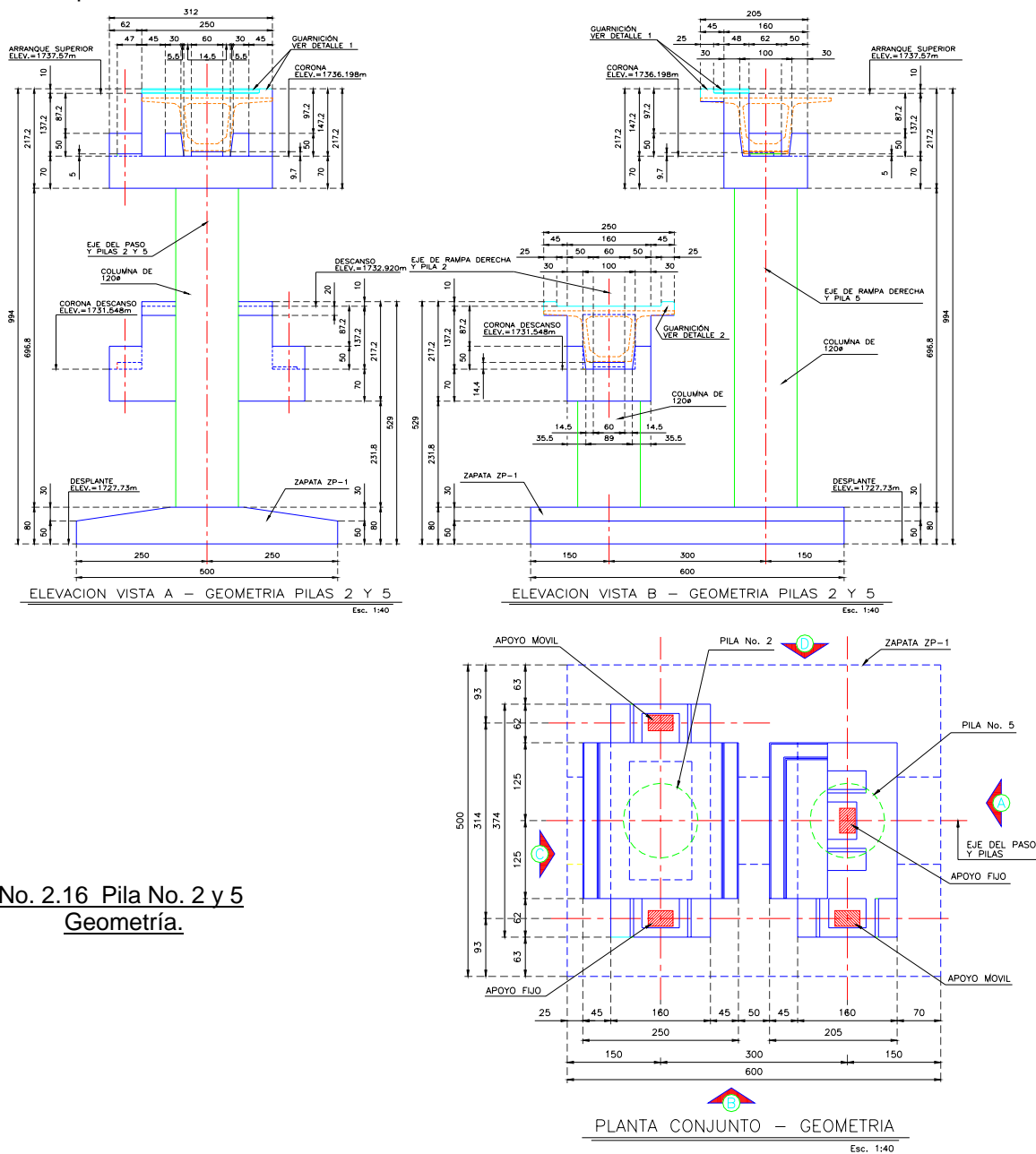


Fig. No. 2.16 Pila No. 2 y 5 Geometría.



2.5.2.3. Apoyo No. 3 y 4

Este par de apoyos resultan simétricos entre sí e iguales a los apoyos No. 7 y No. 8 de la rampa izquierda, consiste en dos cabezales sobre dos columnas estos cabezales cuentan con una losa en volado que forma parte del diafragma del cabezal, este par de apoyos fue diseñado para ser el descanso y hacer el cambio de dirección de la rampa con un ángulo de 180° con respecto a su eje, cada uno de estos cabezales recibe la descarga de media rampa de 18 m de longitud.

A continuación se presentará la geometría del apoyo No. 3 y No. 4 ya no se mostrará el refuerzo de estos debido a la complejidad del armado, (véase fig No 2.17).

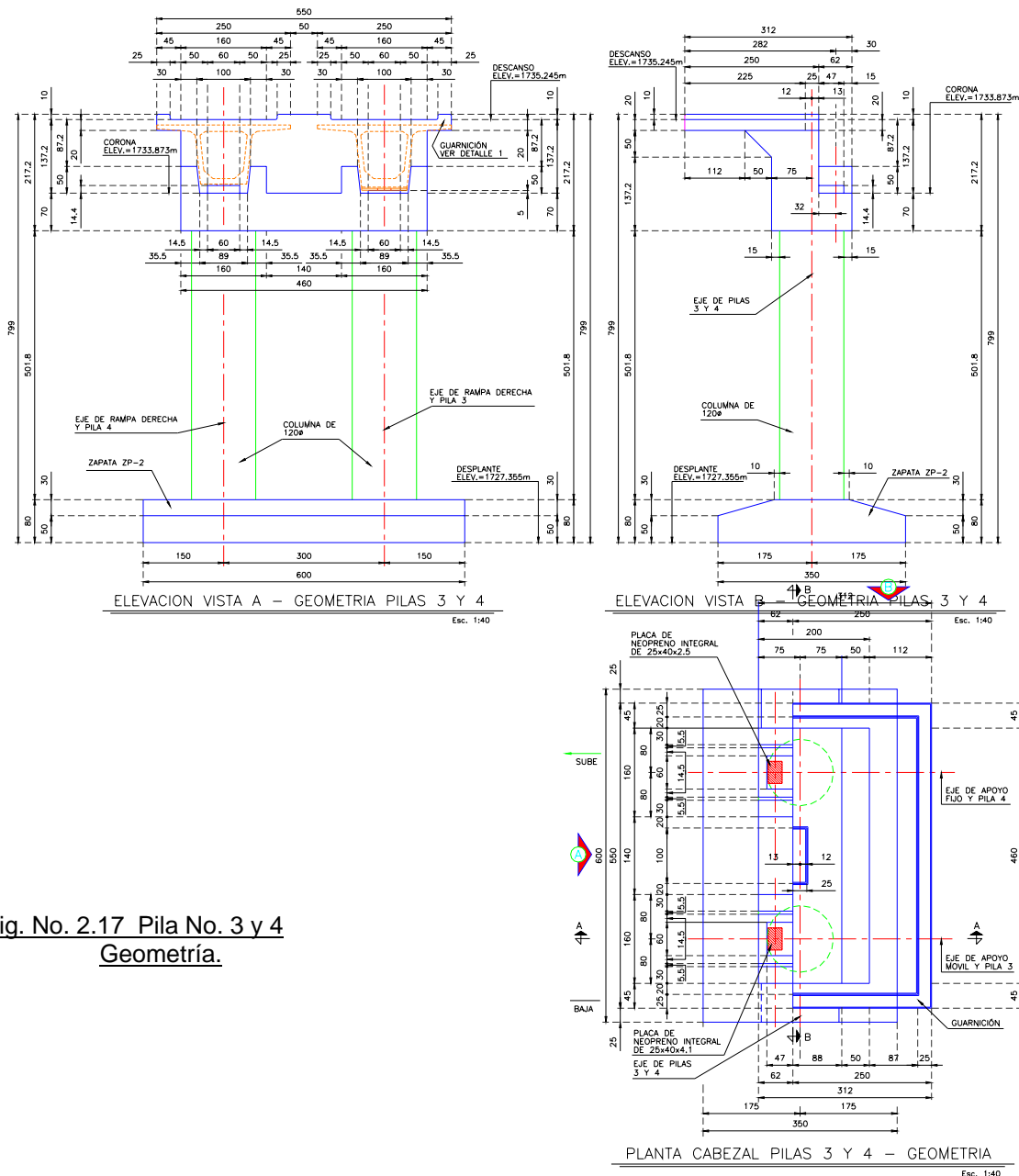


Fig. No. 2.17 Pila No. 3 y 4 Geometría.



Capítulo 2.6 COMENTARIOS GENERALES

Como se puede observar en las figuras del presente trabajo la realización de este PIPR tuvo muchos aspectos que debieron haber sido considerados para su análisis que aunque no se aprecia en los cálculos mostrados, aparte de las consideraciones de servicio y accidentales se debió evaluar la estructura en sus diversas etapas constructivas que es cuando los cabezales, columnas y cimentación trabajan de manera asimétrica y pueden colapsar, ya que el montaje de trabes no puede realizarse de manera simultánea en todas las rampas y claros del PIPR.

Aparte de lo mencionado, este proyecto tiene un grado de dificultad en el diseño geométrico ya que se debió presentar y probar diversas geometrías para cada uno de los apoyos cuidando no generar grandes cargas por exceso de concreto que pudiesen llevar la estructura a trabajar en algún estado límite, aparte de no proyectar una estructura demasiado costosa, teniendo el inconveniente de que al hacer el intento por eliminar volúmenes innecesarios de concreto no crear superficies demasiado irregulares que fueran imposibles de cimbrar y colar o muy complicadas de reforzar.

En la elaboración de este trabajo se pudo llevar a cabo el diseño de elementos de concreto pretensado que a mi parecer es lo más relevante del proyecto debido a la complejidad de la metodología aplicable para el diseño y a las consideraciones que deben tomarse tanto en la etapa constructiva como de servicio.

Dentro de lo mencionado con anterioridad los pasos peatonales son estructuras que no dejan de tener los puntos que como proyectistas se deben tener en cuenta para efectuar el diseño de un puente como son: la ubicación, la verificación de la topografía, la verificación de la regionalización sísmica, eólica y la revisión de la capacidad de carga del terreno.

En general y comparado con estructuras de mayor tamaño para tránsito vehicular el diseño de un paso peatonal requiere de un mayor trabajo en cuanto al detallado de los planos y la generación de detalles gráficos que faciliten la comprensión y la construcción de la geometría de cada uno de los elementos que conforman la estructura.

Por todo lo mencionado considero que la importancia de responsabilizarse en este tipo de diseños es que nos induce como ingenieros enfocados al diseño estructural a investigar y buscar métodos y conocimientos adicionales que complementen los adquiridos dentro de las asignaturas de la licenciatura que como resultado nos dan experiencia y seguridad para desenvolvemos en el ambiente laboral.



BIBLIOGRAFÍA UTILIZADA

AASHTO LRFD Bridge

American Association of State Highway and Transportation Officials
Design Specifications-S.I. Units
Edition 2001

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

Diseño por Sismo
C.F.E. Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas.
Edición 1994

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

Normas de Proyectos para Carreteras,
Proyectos de nuevos puentes y estructuras similares

EDWARD G. NAWY, P.E.

Concreto reforzado
Un enfoque Básico
Prentice-Hall hispanoamericana, S.A.
Edición 1988

EDWARD G. NAWY, P.E.

Prestressed Concrete
A fundamental approach
Prentice-Hall International
Edición 1995

ROBERTO MELI PIRALLA

Diseño estructural
Editorial Limusa S.A. de C.V.
Edición 1985



Capítulo 3

- Diseño de Cimbra para el colado de módulos de sección cajón para Túnel sumergido.

Capítulo 3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Se diseñará un sistema del cimbrado para el colado de segmentos de Túnel que integrarán el proyecto denominado “Túnel Sumergido Coatzacoalcos” ubicado en la ciudad de Coatzacoalcos.

El sistema de cimbrado se propone a base de paneles de cimbra metálica montados sobre estructuras transversales que se apoyan sobre un jumbo de soporte y transportador del sistema para el desplazamiento de este al siguiente punto de colado, la cimbra lateral estará montada sobre aleros compuestos por un sistema de armaduras metálicas interconectadas, colgadas a las armaduras principales por articulaciones.

Se propone también que el sistema cuente con un sistema hidráulico para el abatimiento de los aleros de la cimbra, así como para su ascenso y descenso.

Para su traslado, contará con un sistema de rieles sobre los cuales se desplazará el jumbo transportador, este sistema será mecánico, jalado por malacates o tifors ya que las distancias son muy cortas y la velocidad a la que se requiere desplazar es muy baja.

Este trabajo describirá la manera en que se realizó el diseño de este sistema de cimbrado, con toda la problemática resultante, ya que la cimbra debe cumplir con los aspectos técnico indicados por el contratante y conservar una geometría de proyecto con el mínimo de deformaciones posibles sin olvidar su relación con el aspecto económico.



MAPA 3.1 UBICACIÓN DEL “TÚNEL SUMERGIDO COATZACOALCOS”



Capítulo 3.2 ANTECEDENTES

El “Túnel Sumergido Coatzacoalcos” es un proyecto ubicado en la ciudad de Coatzacoalcos con el propósito de proveer a la ciudad de una alternativa de transporte entre la ciudad de Coatzacoalcos y los complejos petroquímicos alcanzando un ahorro de tiempo en el traslado de hasta 30 minutos ya que el “Puente Coatzacoalcos 1” resulta obsoleto por la lejanía a la ciudad y por la ineficiencia de su sistema levadizo.

El proyecto se encontrará ubicado frente al puerto de Coatzacoalcos y la congregación de Allende, que es donde se ubica la zona industrial integrada por tres de los complejos petroquímicos más importantes de América Latina.

El Túnel contará con una longitud total de 1800 metros, está compuesto por una serie de secciones de concreto armado de 120 m de largo aproximadamente cada una, estará sumergido a una profundidad de 20 metros bajo el nivel del cauce y a siete metros de actual lecho del río, la sección trasversal cuenta con 4 carriles de circulación con opción a un quinto.

La sección transversal del proyecto esta resuelta a base de un cajón con un ancho de 23.6 metros de ancho y un peralte total de 9.20 metros (véase *fig No 3.1*).

Longitudinalmente se colará en etapas de 21.5 m que es lo que tendrá de longitud el sistema de cimbrado.

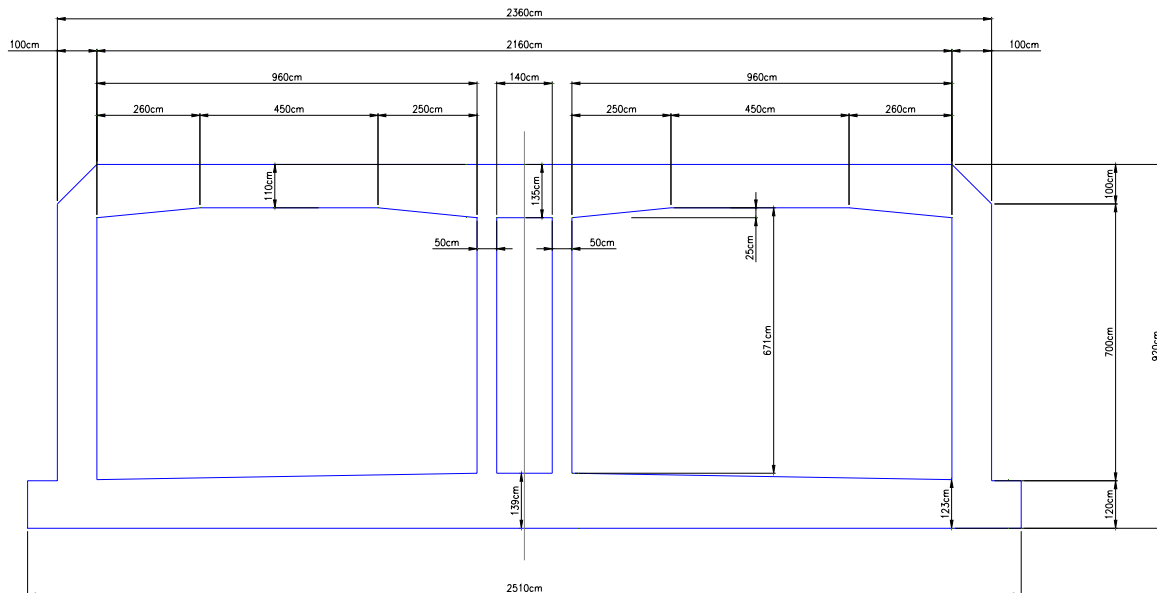


FIG. No. 3.1 SECCIÓN TRASVERSAL “TÚNEL SUMERGIDO COATZACOALCOS”



Para poder desarrollar el proyecto se debió recopilar y definir con la empresa encargada de la construcción del túnel la siguiente información ya que esta nos definirá el modo de trabajo, la capacidad de carga necesaria del sistema y la versatilidad requerida para adaptarse a las condiciones de trabajo que se requerirán:

1. El análisis de las posibilidades existentes para la solución del proyecto se inició con geometrías que aunque no distan mucho de la geometría final, fue necesario definir la sección transversal o secciones transversales que se tienen consideradas como finales hasta el momento.
2. Se deberá definir el número de etapas de colado que se tienen contempladas en el proyecto en lo que se refiere al colado de los segmentos de túnel ya que el que se considere más de una etapa puede ser benéfico para el diseño de la cimbra.
3. También es necesario definir y considerar la velocidad de colado con la que se elaboró el programa de ejecución de los trabajos ya que la principal carga a la que estará sometida la estructura de soporte de la cimbra esta vinculada directamente con la velocidad de colado de los segmentos de Túnel.
4. Uno de los aspectos principales para definir las variantes y dar soluciones posibles al proyecto está en función de la facilidad que tenemos para apoyar los sistemas de soporte de la cimbra, ya que la altura de colado genera grandes empujes hacia la estructura y sus apoyos.
5. Es necesario que la constructora nos proporcione información sobre el equipo que se puede considerar como apoyo, ya que el sistema de cimbrado y su funcionalidad en las diferentes etapas de que consta su ciclo de trabajo depende del equipo con que se cuente para su armado y manejo y la facilidad para el uso de este en las diferentes etapas del colado, ya que el apoyo de maquinaria pesada para las maniobras facilita y simplifica el sistema lo cual disminuye su costo.

La solución y respuestas a los puntos anteriores definió el tipo de estructuras a utilizar para satisfacer las necesidades del proyecto, la información recopilada fue la siguiente:

1. La geometría final es la que se indica en la Fig. No. 3.1.
2. El colado del segmento de Túnel podrá ser colado en tres diferentes etapas una en el que se colará la losa inferior dejando preparado el acero de refuerzo de los muros tanto extremos como intermedios, una segunda etapa de colado comprende el colado de los dos muros centrales desde su arranque a la losa superior y una tercera etapa de colado involucra los elementos restantes, muros exteriores y losa superior de forma monolítica.
3. La velocidad de colado marcada por la empresa constructora para el diseño de la cimbra es de 2.4 m por hora.
4. Para este punto se solicitó una junta con el personal encargado de verificar técnicamente la fabricación de los segmentos de túnel para platicar de las condiciones del lugar donde se colarán dichos segmentos, ya con los datos, los planos y las características del sitio donde se llevará a cabo la fabricación, esto se hará en un dique seco a las orillas del río Coatzacoalcos, este dique una vez que se tengan los elementos fabricados se inundará para flotar los segmentos de túnel y remolcarlos a su posición de ensamblaje, este dique seco permitirá colar cuatro segmentos de 125 metros de largo por ciclo, acomodados de 2 x 2, los muros perimetrales no podrán contener cargas producidas por el colado por lo que



eso queda descartada la posibilidad de troquelar el sistema contra ellos, en cuanto a considerar el apoyo sobre muertos de anclaje se queda permitido pero se hizo la solicitud que de ser posible de tratar de evitarlos para no encarecer la obra.

5. Sobre el equipo para maniobras de ayuda para el armado de la cimbra, se indicó que habría grúas y montacargas fijos para apoyo en general a la fabricación de los segmentos de túnel por lo que podrían incluir en el ciclo de maniobras las que se consideren necesarias siempre y cuando estén bien definidas en un procedimiento de manejo de la cimbra.

Una vez definido lo anterior se tiene la información necesaria para el desarrollo del sistema a ofertar para el cimbrado de los elementos antes mencionados.

Como siguiente paso en el diseño de la cimbra se debió definir las condiciones de trabajo y las cargas que predominarán en el sistema de cimbrado y colado, independientemente del sistema que se seleccione.

Para la etapa No 1 de colado (véase *fig No 3.2*) se diseñó la cimbra en base a la altura de la losa inferior ya que esta será de 1.2 m de altura < a la altura por hora marcada para el diseño.

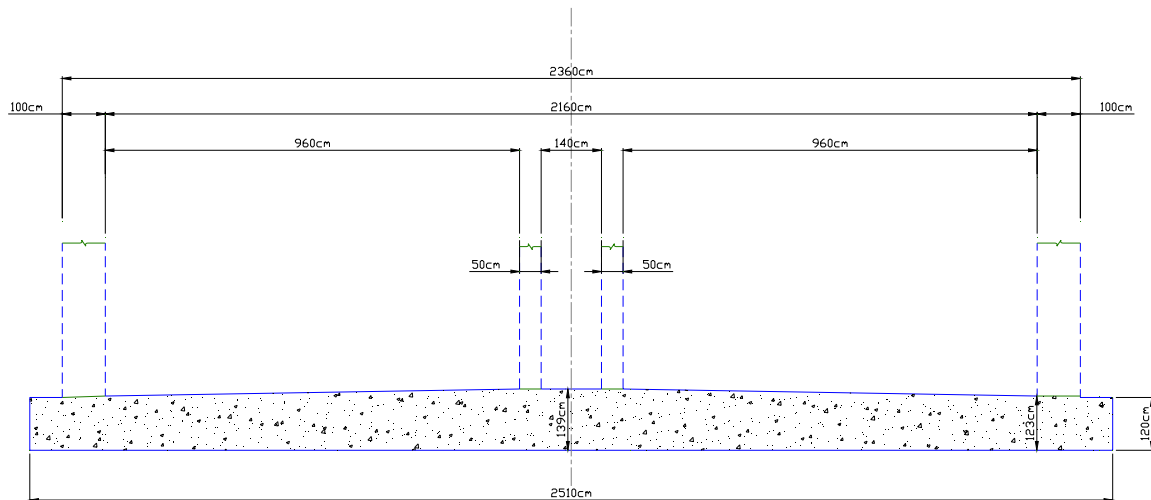


FIG. No. 3.2 SECCIÓN TRANSVERSAL "PRIMERA ETAPA DE COLADO"

Es importante definir la altura por hora de colado en el diseño de la estructura ya que el empuje que actuará sobre la cimbra está en función de esta, definido por la fórmula siguiente:

Para velocidades de colado que no excedan los 7 ft/hr.

$$P = 150 + 9,000 R/T$$

Donde:

P = Presión lateral Psi.

R = Velocidad de colado ft/ hr.

T= Temperatura en ° F.



Para nuestro caso utilizando una altura de colado de 1.2 m y una temperatura de 35° C.

$$P = 2553.45 \text{ Kg/m}^2.$$

Para la etapa No 2 de colado (véase fig No 3.3) se diseñó la cimbra en base a la velocidad de colado permitida que es de 2.4m aunque el muro tenga una altura de 6.5 metros.

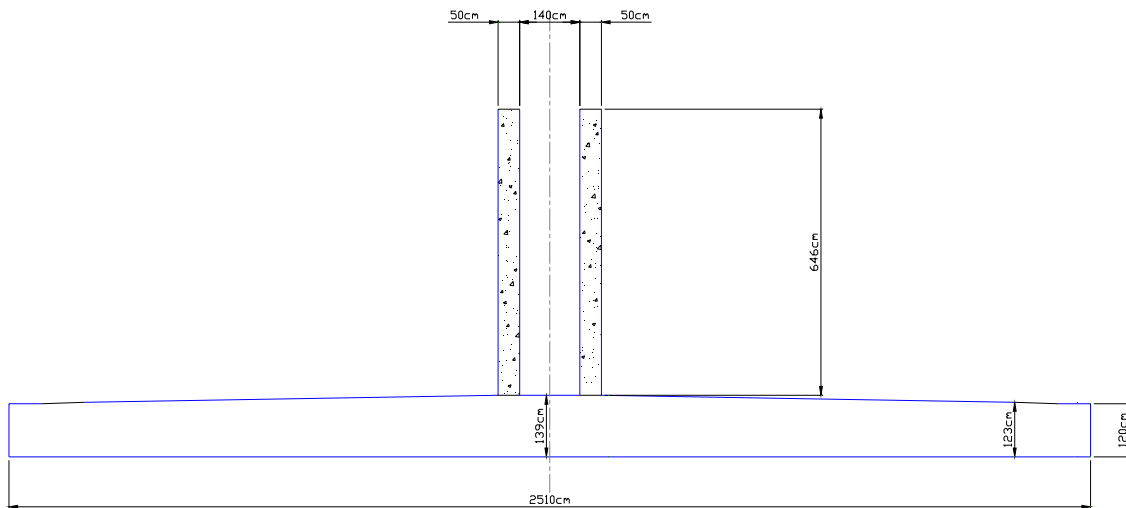


FIG. No. 3.3 SECCIÓN TRANSVERSAL “SEGUNDA ETAPA DE COLADO”

Es importante definir la altura por hora de colado en el diseño de la estructura ya que el empuje que actuará sobre la cimbra está en función de esta, definido por la fórmula siguiente:

Para velocidades de colado que excedan los 7 ft/hr.

$$P = 150 + 43,400/T + 2,800 R/T$$

Donde:

P = Presión lateral Psi.

R = Velocidad de colado ft/ hr.

T= Temperatura en ° F.

Para nuestro caso utilizando una velocidad de colado de 2.4 m y una temperatura de 35° C.

$$P = 4,096.2 \text{ Kg/m}^2.$$



Para la etapa No 3 de colado (véase fig No 3.4) se diseñó la cimbra en base a la velocidad de colado permitida que es de 2.4m aunque el muro tenga una altura de 8.00 metros.

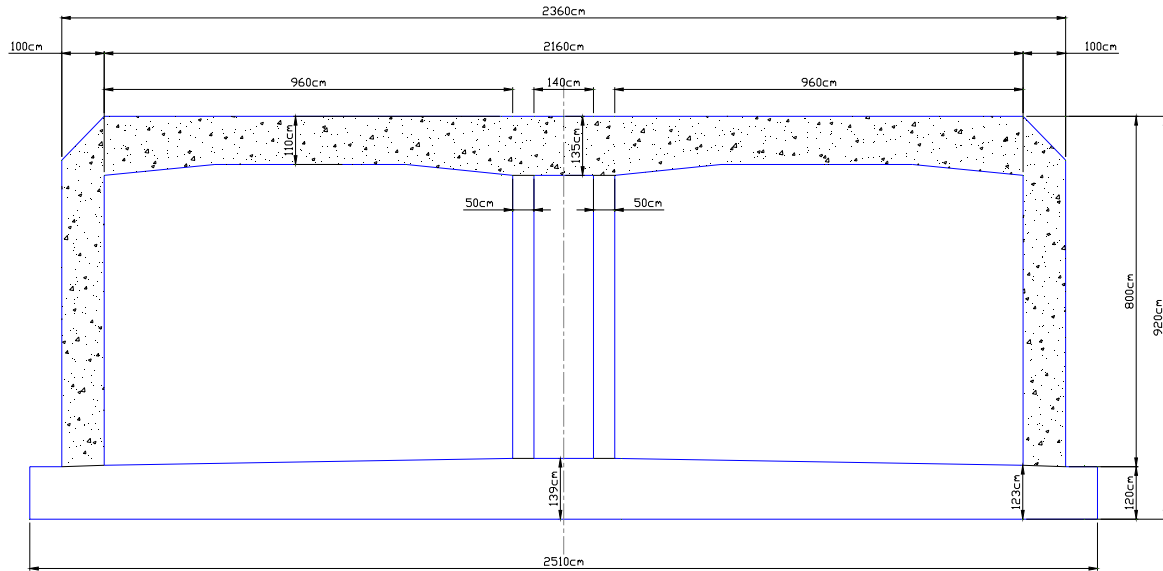


FIG. No. 3.4 SECCIÓN TRANSVERSAL "TERCERA ETAPA DE COLADO"

Es importante definir la altura por hora de colado en el diseño de la estructura ya que el empuje que actuará sobre la cimbra está en función de esta, definido por la fórmula siguiente:

Para velocidades de colado que excedan los 7 ft/hr.

$$P = 150 + 43,400/T + 2,800 R/T$$

Para nuestro caso utilizando una velocidad de colado de 2.4 m y una temperatura de 35° C.

$$P = 4,096.2 \text{ Kg/m}^2.$$

Otro punto importante a considerar son las deflexiones en la cimbra y en la estructura de soporte por las cargas aplicadas a los elementos, generalmente $L/360$ es la deformación máxima que se puede aceptar entre largueros de la cimbra pero ya hablando de la altura total de los muros se tiene una deformación aproximada de 2.22 cm lo que es excesiva para la geometría y la importancia de esta, ya que se deberá respetar lo mas posible evitando cualquier problema al momento del acoplamiento entre segmentos de túnel, debido a ello se trabajó con deformaciones por debajo de los 5mm para la altura total de los muros.



Capítulo 3.3 ANTEPROYECTO

- Se elaboraron dos posibles soluciones para satisfacer técnicamente las necesidades del proyecto, ambas cumpliendo con los puntos mencionados en el capítulo anterior pero con diferencias en el sistema de soporte de los empujes generados por el colado principalmente en los muros exteriores.

3.3.1. Descripción de la propuesta No. 1

- Debido a que el sistema para el cimbrado de la primera etapa de colado FIG 3.2 se puede resolver con cimbra modular troquelada contra el terreno que es un sistema comúnmente utilizado, se omitirán los detalles de su diseño en este trabajo con el fin de no extender mucho este documento y poder dar una descripción más detallada en la solución que se le dio al sistema a partir de la etapa No. 2.

3.3.1.1. Propuesta 1 Etapa No. 2 “Colado de muros centrales”

- Esta propuesta consiste en realizar el colado de la etapa No. 2 “Muros centrales” (véase fig No 3.5) mediante el uso de cimbra metálica con yugos verticales troquelada contra la cimbra del otro lado del muro por medio de tirantes, este sistema será transportado a su siguiente posición de trabajo por medio de grúas ya que la parte superior estará completamente libre y no habrá obstáculo alguno, una vez que el fraguado se haya completado se podrá retirar la cimbra y cuando el concreto del muro adquiera el 80% de su resistencia se podrá iniciar con el colado de la tercera etapa del cajón.

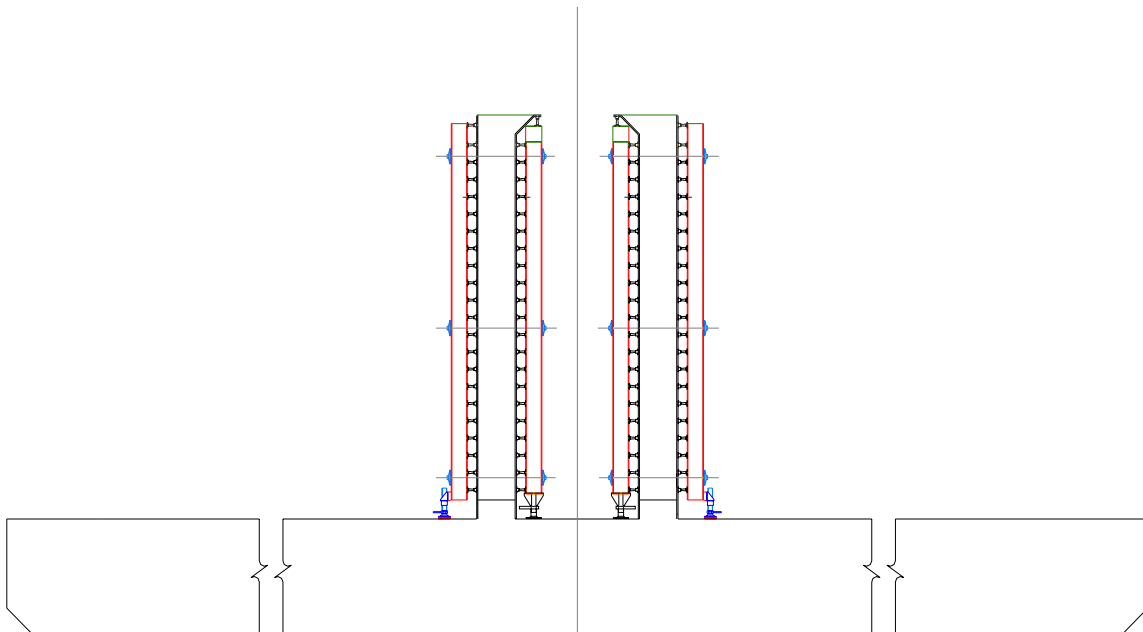


FIG. No. 3.5 DETALLE DE CIMBRA PARA COLADO DE ETAPA No. 2.



3.3.1.2. Propuesta 1 Etapa No. 3 “Colado de muros exteriores y losa superior”

- Para esta etapa se propone un sistema de vigas horizontales transversales a la geometría del cajón separadas a 1.5m, apuntaladas por 4 elementos metálicos que a su vez se apoyan sobre vigas longitudinales que forman marcos en conjunto con las patas de apoyo, sobre todo este sistema se colocarán los paneles de cimbra metálica para la losa superior, en los dos extremos de las vigas horizontales transversales se fijarán por medio de bisagras, vigas verticales donde se colocarán los paneles de cimbra para muros, las bisagras permitirán el giro de los aleros laterales de cimbra, del lado exterior de la cimbra se colocarán yugos verticales que se troquelarán contra los interiores por medio de tirantes metálicos (tipo She-bolts) con una barrera impermeable para evitar filtraciones, el descimbrado de los muros laterales se hará por medio de gatos hidráulicos para despegar la cimbra, para descimbrar la losa superior el sistema cuenta con sistemas mecánicos e hidráulicos que permitirán el descenso de todo el jumbo, además será instalado un sistema de rodamientos sobre rieles que permitirá desplazar la cimbra longitudinalmente por medio de un arrastre mecánico para colocarla en su siguiente posición de servicio (véase fig No 3.6 y 3.7).

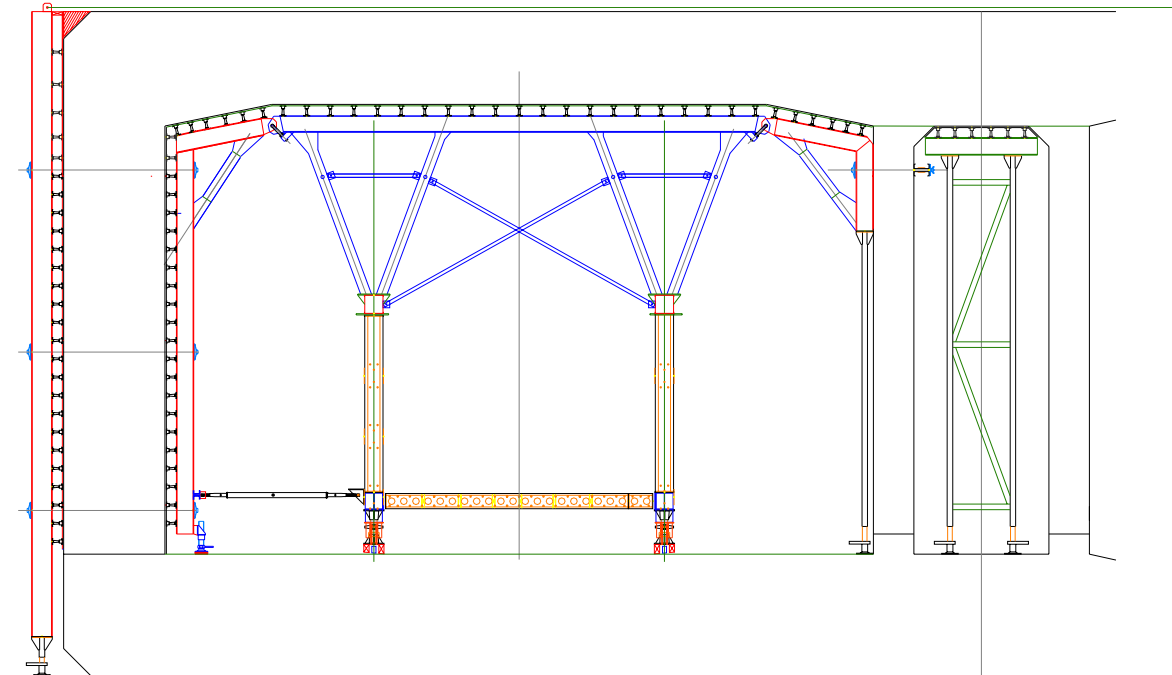


FIG. No. 3.6 SECCIÓN TRANSVERSAL DE CIMBRA PARA COLADO DE ETAPA No. 3.

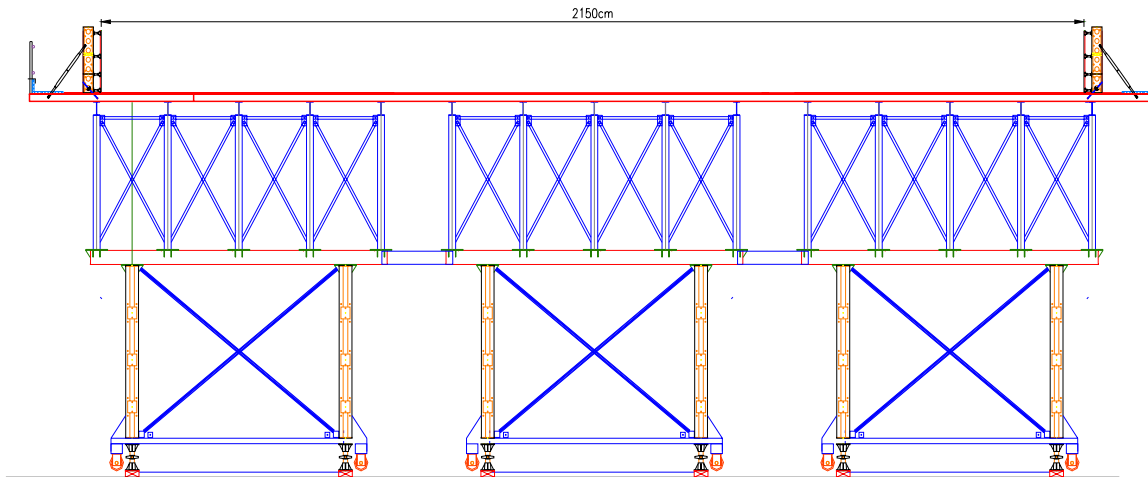


FIG. No. 3.7 ELEVACIÓN DE CIMBRA PARA COLADO DE ETAPA No. 3.

3.3.2. Descripción de la propuesta No. 2

3.3.2.1. Propuesta 2 Etapa No 2 “Colado de muros centrales”

- Esta propuesta consiste en realizar el colado de la etapa No. 2 “Muros centrales” mediante el uso de cimbra metálica con yugos verticales troquelada contra la cimbra del otro lado del muro por medio de tirantes, este sistema será transportado a su siguiente posición de trabajo por medios mecánicos ya que cuenta con un sistema de rodamientos sobre rieles que facilitan el desplazamiento de la cimbra a su siguiente posición de colado, una vez que el fraguado se haya completado se podrá retirar la cimbra y cuando el concreto del muro adquiera el 80% de su resistencia se podrá iniciar con el colado de la tercera etapa del cajón (véase fig No 3.8).

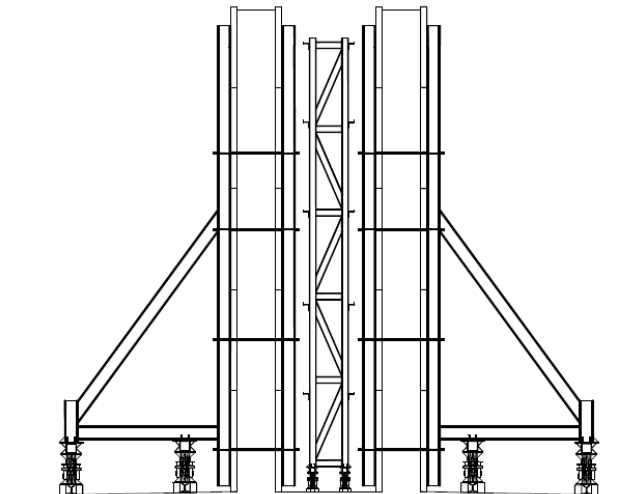


FIG. No. 3.8 SECCIÓN TRANSVERZAL DE CIMBRA PARA COLADO DE ETAPA No. 2.



3.3.2.2. Propuesta 2 Etapa No. 3 “Colado de muros exteriores y losa superior”

- Para esta etapa se propone un sistema estructuras horizontales transversales a la geometría del cajón separadas a 1.5m, sobre vigas longitudinales que forman marcos en conjunto con las patas de apoyo, sobre todo este sistema se colocarán los paneles de cimbra metálica para la losa superior, en los dos extremos de las vigas horizontales transversales se fijarán por medio de bisagras, armaduras verticales donde se colocarán los paneles de cimbra para muros, las bisagras permitirán el giro de los aleros laterales de cimbra, del lado exterior de la cimbra se colocarán armaduras verticales que se troquelarán en la parte superior contra las armaduras verticales exteriores del otro lado del cajón, en la parte inferior se troquelarán contra barras de acero dejadas previamente embebidas en la losa inferior, el descimbrado de los muros laterales se hará por medio de gatos hidráulicos, para despegar la cimbra, para descimbrar la losa superior el sistema cuenta con sistemas mecánicos e hidráulicos que permitirán el descenso de todo el jumbo, además será instalado un sistema de rodamientos sobre rieles que permitirá desplazar la cimbra longitudinalmente por medio de un arrastre mecánico para colocarla en su siguiente posición de servicio (véase fig No 3.9).

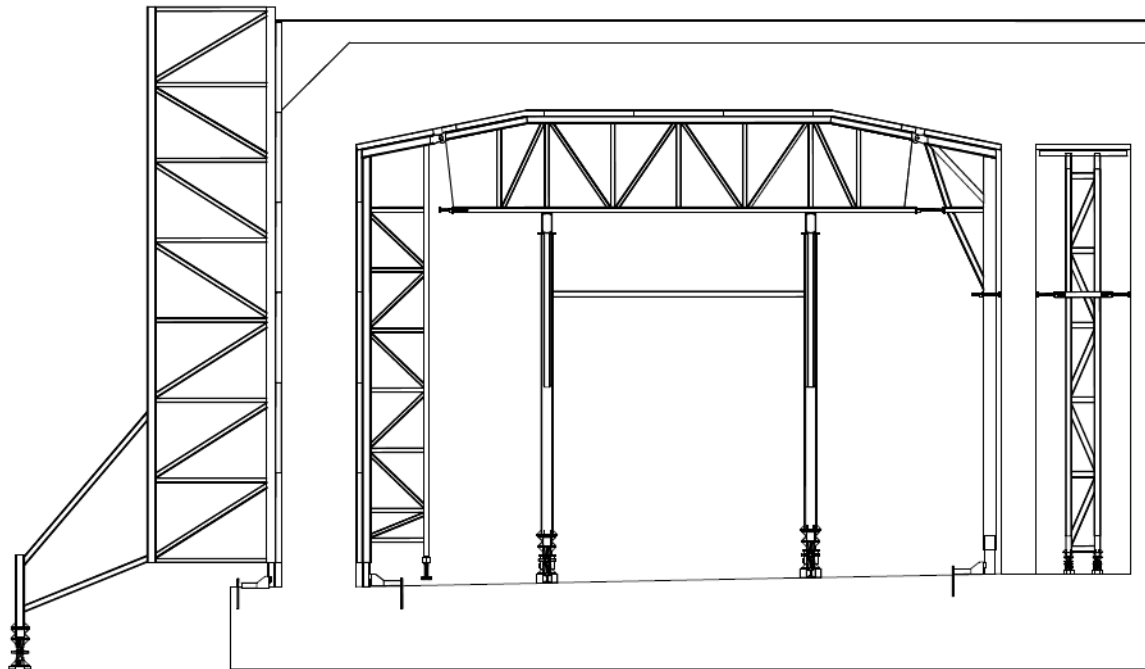


FIG. No. 3.9 SECCIÓN TRANSVERSAL DE CIMBRA PARA COLADO DE ETAPA No 3.

Longitudinalmente el sistema es muy similar al mostrado en la Fig. No. 48, armaduras soportadas por marcos de 4 patas, en total tres módulos que en conjunto cubren una longitud de 21.5 m.



Capítulo 3.4 MEMORIA DE CÁLCULO

En esta ocasión la decisión que se tomo en la elección de una de las dos opciones fue determinada no por el diseño estructural ya que ambas opciones son sustentables estructuralmente hablando, pero influyo mucho en la elección que el sistema de cimbrado No. 2 no utiliza tirantes para el colado de los muros exteriores, este detalle aunque eleva el costo del sistema resulta ser determinante ya que garantiza la permeabilidad del cajón aun cuando el sistema No. 1 maneja tirantes con barreras impermeables ya que existe la probabilidad de filtración que para el proyecto seria problemático por la presión que generará la carga hidráulica sobre los cajones, es por ello que no se dudó por parte de la empresa constructora en decidirse por la opción No. 2.

3.4.1. Descripción del desarrollo de la memoria de cálculo

El análisis estructural se llevó a cabo mediante el uso del programa de cálculo STAAD. Pro ahí se realizó un modelo geoméricamente igual al anteproyecto propuesto, se le aplicaron las cargas reales debidas al peso del concreto y empujes debido al colado de muros y losas y se consideraron las cargas muertas debidas al peso propio del sistema y a los accesorios complementarios que se instalarán, como gatos hidráulicos y mecánicos.

Del modelo se obtuvieron los elementos mecánicos para las diferentes condiciones de trabajo a las que responderá la estructura en el ciclo de colado del cajón, así como las etapas en las que solo soportará su peso propio pero en condiciones de traslado y cambio de posición.

Se determinó que el diseño de los elementos metálicos se hiciera mediante el método AISC ASD (esfuerzos permisibles), verificando la condición de trabajo del sistema con el apoyo del programa de cálculo y a mano en los elementos que se considera pudiesen ser críticos y arriesgar la estabilidad de la estructura en cualquiera de sus etapas de trabajo.

Las presiones laterales finales de diseño debido al colado de muros y losas se determinó en conjunto con la contratista que sea de 1.5 m de altura en beneficio de la estructura ya que eso nos disminuye de manera considerable las cargas laterales sobre la cimbra.

Para velocidades de colado que no excedan los 7 ft/hr.

$$P = 150 + 9,000 R/T.$$

Donde:

P = Presión lateral Psi.

R = Velocidad de colado ft/ hr.

T= Temperatura en ° F.

Para nuestro caso utilizando una altura de colado de 1.5 m y una temperatura de 35° C.

Presión lateral en cimbra para muros = 3008.72 Kg/m².

Para la presión actuante debido al colado de la losa será únicamente la generada por el peso del concreto, considerando una altura máxima de la losa superior de 1.35 metros y un peso volumétrico del concreto = 2400 Kg/m³

Presión vertical en cimbra para losa = 1.35 x 2400 = 3240 kg/m²



3.4.2. Diseño de cimbra

Para este diseño tendremos dos tipos diferentes de cimbra, ya que la que se requiere en la zona de la losa superior estará soportando mayores presiones que la de los muros laterales.

3.4.2.1. Diseño cimbra para losa superior-

Para la presión obtenida de 3240 Kg/m² se diseñó un panel de cimbra de 1.5 m de largo por lado.

Para el diseño de elementos metálicos se utilizó el método de esfuerzos permisibles, tomando como esfuerzo máximo en el diseño por flexión el 60 % de un $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ del acero A-36.

Como el panel de cimbra contempla el uso de varios rigidizadores intermedios utilizaremos la siguiente expresión para el cálculo de la flexión:

$$M = w l^2 / 10$$

Donde:

M= Momento actuante. Kg-cm

w = Carga uniforme kg-cm

l = Longitud entre apoyos cm

Si utilizamos la fórmula de la escuadría para calcular el módulo de sección necesario de la placa para un momento determinado con la expresión.

$$M = S \sigma$$

Donde :

S = Módulo de sección del elemento resistente cm³

σ = Esfuerzo resistente = 0.6 f_y kg/cm².

Al igualar el M de las dos expresiones y despejar la longitud entre apoyos obtenemos la siguiente expresión:

$$l = (10S \sigma / w) 0.5$$

Si consideramos el uso de una placa con espesor = 3/16" y un ancho de 1 m.

Tenemos:

$$S = 3.776 \text{ cm}^3.$$

$$l = 40.33 \text{ cm}.$$

Distancia que considera adecuada para la separación de rigidizadores.



3.4.2.2. Cálculo de rigidizadores

Para una presión de 0.3240 kg/cm^2 y una separación de rigidizadores de 40 cm obtenemos que:

$$W = 12.92 \text{ kg/cm.}$$

Utilizando la siguiente expresión para el cálculo de la flexión:

$$M = w l^2 / 8$$

Donde:

M= Momento actuante. Kg-cm

w = Carga uniforme kg-cm

l = Longitud entre apoyos cm

Si utilizamos la fórmula de la escuadría para calcular el módulo de sección necesario de la placa para un momento determinado con la expresión.

$$M = S \sigma$$

Donde :

S = Módulo de sección del elemento resistente cm^3

σ = Esfuerzo resistente = $0.6 f_y \text{ kg/cm}^2$.

Por lo tanto para un claro de 1.5 m obtenemos lo siguiente:

$$M = 36,450 \text{ kg-cm.}$$

$$S = 36,450 / 1518 = 24.011.9 \text{ cm}^3.$$

Utilizaremos un PTR de $3.5'' \times 3.5'' \times 8.39 \text{ kg/m}$ con $s = 28.91 \text{ cm}^3$.

Por lo tanto se utilizará como cimbra un panel metálico con piel de placa de acero A-36 con un espesor de $3/16''$ como rigidizadores se colocarán PTR de $3.5'' \times 3.5'' \times 8.39 \text{ kg/m}$ a cada 40 cm , como bordes se utilizarán ángulos de $3.5'' \times 3.5'' \times 1/4''$ ya que se facilita la unión entre paneles.

Debido a que la presión para la cimbra de los muros se aproxima mucho al valor obtenido para el diseño de la cimbra para losa superior pero es menor, utilizaremos este mismo arreglo de panel para los muros.



3.4.3. Modulaci3n y dise1o de la estructura

3.4.3.1. Caracter1sticas del modelo propuesto como soluci3n 2

Para la asignaci3n de cargas en la estructura se despreci3 la cimbra y su colaboraci3n estructural en el sistema de cimbrado por lo que tambi3n para la asignaci3n de cargas en el modelo elaborado en el programa STAAD.Pro se aplic3 sobre las cuerdas de las armaduras las cargas resultantes de las presiones de dise1o en un ancho tributario de 1.5 m.

Cargas actuantes en el sistema se representan en la Fig. 3.10 y 3.11son las sig:

Sobre las armaduras laterales exteriores.

Por presi3n de colado = $3.010 \text{ ton/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = 4.515 \text{ ton/m}$. (aplicada horizontalmente)

Por peso de cimbra = $0.080 \text{ ton/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = 0.120 \text{ ton/m}$. (aplicada verticalmente)

Sobre las armaduras superiores

Por presi3n de colado = $3.250 \text{ ton/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = 4.875 \text{ ton/m}$. (aplicada verticalmente)

Por peso de cimbra = $0.080 \text{ ton/m}^2 \times 1.5 \text{ m} = 0.120 \text{ ton/m}$. (aplicada verticalmente)

Carga generada por el peso propio de los elementos propuestos (aplicada sobre toda la estructura).

Cargas generadas por pasarelas y barandales de apoyo para el vibrado del colado = 0.250 ton/m . (aplicada sobre los elementos extremos donde se ubicar3n las pasarelas).

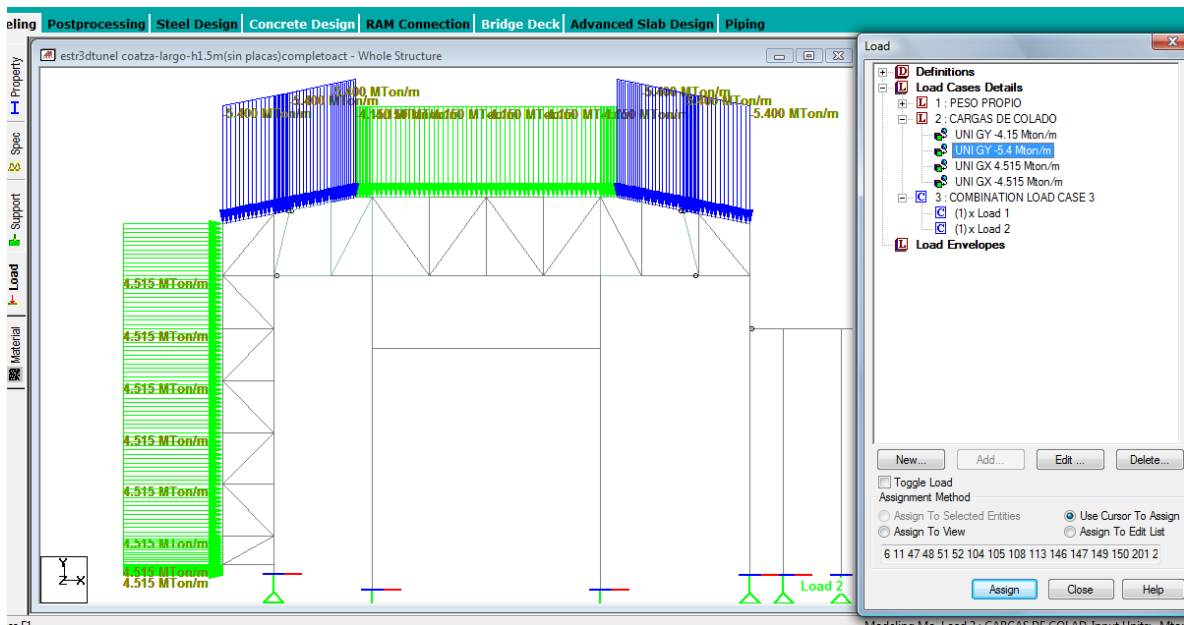


FIG. No. 3.10 SECCI3N TRASVERSAL "APLICACI3N DE CARGAS DE SERVICIO"

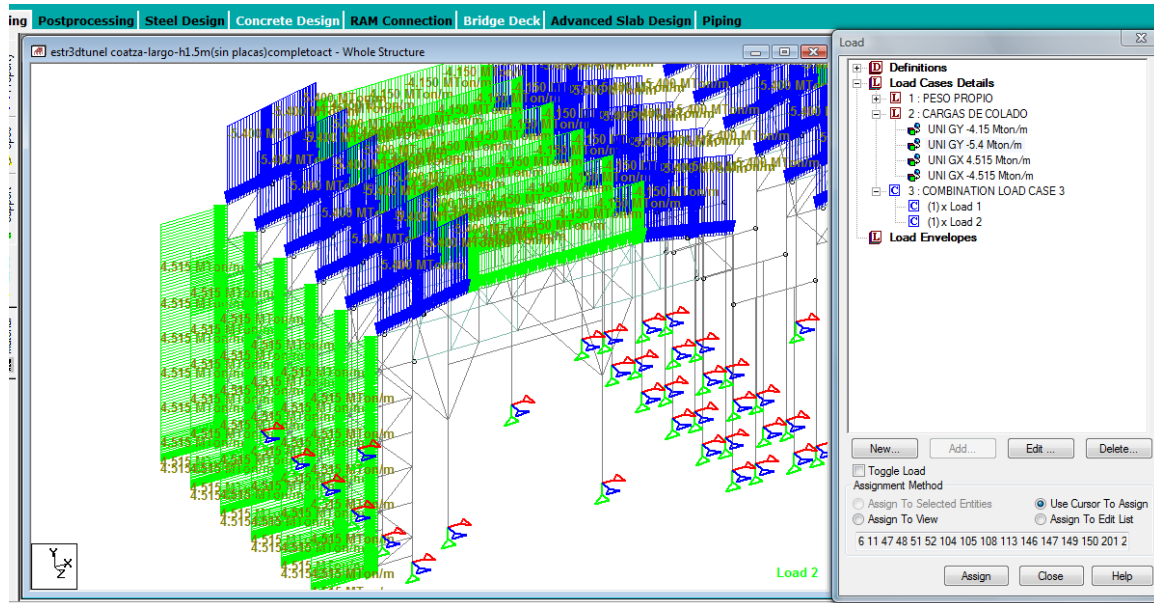


FIG. No. 3.11 VISTA 3D "CARGAS DE SERVICIO"

3.4.4. Soportes de la estructura

- La estructura estará apoyada principalmente sobre las patas de los jumbos, las cuales estarán restringidas en el sentido X, Y y Z pero se permitirá el giro en cualquier sentido.
- La estructura también se apoyará sobre las cuerdas interiores de las armaduras de los aleros y estarán restringidos en el sentido X, Y y Z pero se permitirá el giro en cualquier sentido.
- El sistema tiene otros apoyos pero son del banco de soporte de los troqueles que apuntalarán los dos muros centrales que se encontrarán ya colados pero sin haber alcanzado su resistencia máxima, este sistema de soporte estará restringido en el sentido X, Y y Z pero se permitirá el giro en cualquier sentido (véase fig No 3.12).

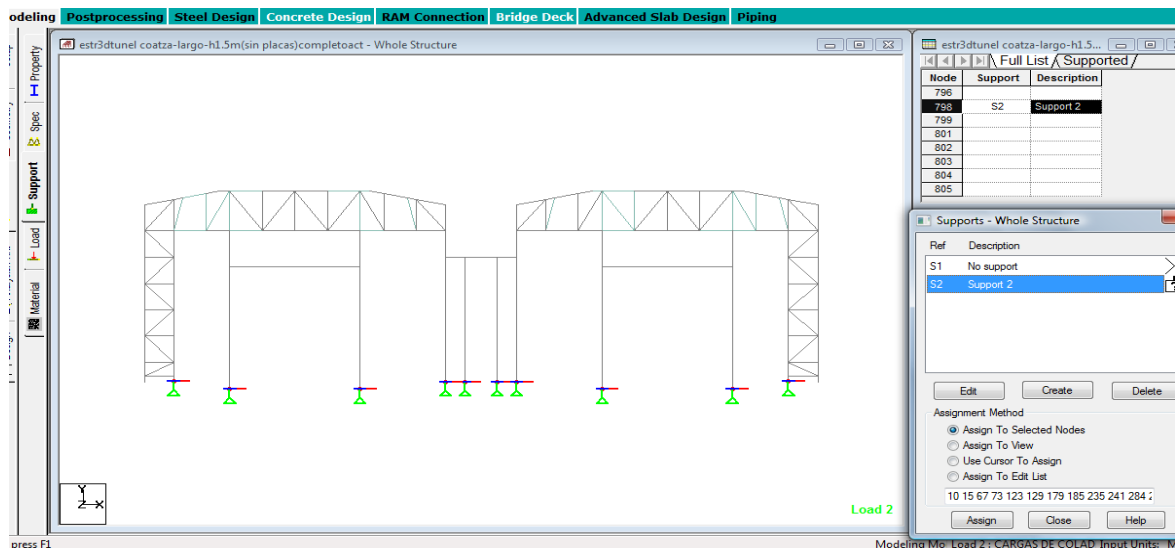


FIG. No. 3.12 SECCIÓN TRANSVERSAL "APOYOS"



3.4.5. Articulaciones

- El sistema contempla una serie de nodos en los que se le eliminó la restricción al giro para simular articulaciones (véase fig No 3.13).
- El sistema también contempla nodos en los que se simula un apoyo proporcionado por un gato de tornillo es decir solo restringe desplazamientos parciales en el sentido X y permite desplazamientos en los demás sentidos además de giros. (estos nodos no se distinguen en el modelo, pero se representan en el proyecto final por medio de gatos de tornillo) .

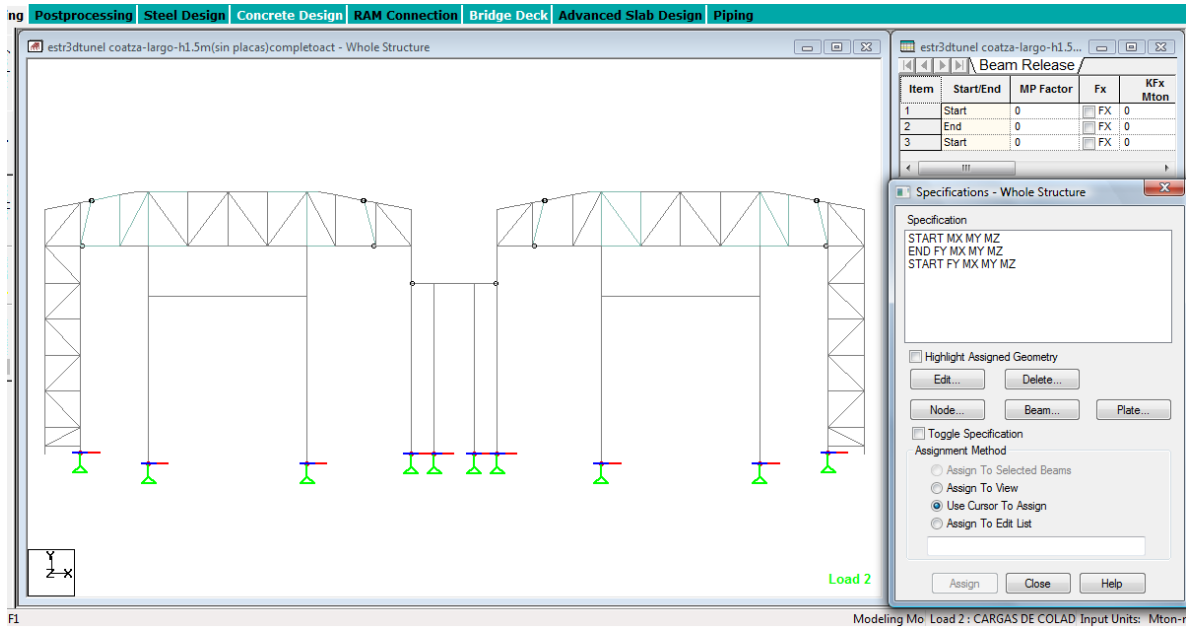


FIG. No. 3.13 SECCIÓN TRANSVERSAL “ARTICULACIONES”



Capítulo 3.5 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

Con los datos anteriormente descritos se revisó el modelo y se realizaron el número de corridas necesarias para obtener el resultado óptimo refiriéndonos al diseño de la estructura, se verificó que los elementos propuestos trabajaran de manera segura y dentro de sus esfuerzos permisibles y se verificaron las deformaciones máximas para garantizar que la geometría del segmento de túnel se mantenga o presente variaciones que no afecten en su función dentro del proyecto.

Así pues se presentan los siguientes resultados obtenido de la corrida que consideramos final y definitiva:

3.5.1. Análisis de esfuerzos actuantes en los elementos

Los elementos mecánicos actuantes en la estructura producen ciertos esfuerzos en cada uno de los elementos metálicos que componen la estructura, muchos de ellos trabajando a flexo compresión y otros a flexión simple por ello se verificó mediante herramientas de diseño incluidas en el programa STAAD.Pro que dichos esfuerzos no excedan de los manejados como permisibles para el acero A-36 que es el que manejan los perfiles laminados comerciales, el programa maneja un código de colores que indica el porcentaje de esfuerzos a los que se encuentra trabajando cada elemento, estos porcentajes se indicarán en tabla anexa (véase fig No 3.14).

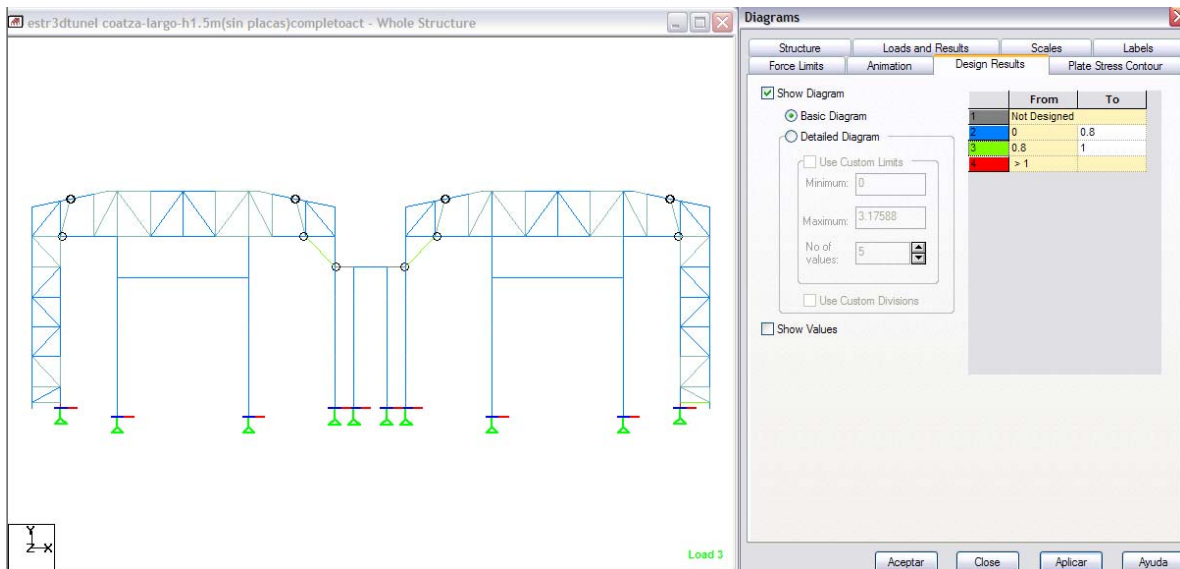


FIG. No. 3.14 SECCIÓN TRANSVERSAL “ESFUERZOS”

Como se puede observar la mayoría de los elementos están trabajando por debajo del 80% de los esfuerzos permisibles (elementos en color azul) y muy pocos se encuentran trabajando por encima del 80% (elementos de color verde), como se puede observar ninguno está por encima de su límite permisible (elementos color rojo).

Aunque el diseño como se puede observar esta sobrado, se requirió del uso de estos elementos con el fin de rigidizar la estructura ya que se presentaban deformaciones superiores a las consideradas como permisibles en el capítulo 3.3.



3.5.2. Análisis de deformaciones

Los datos obtenidos en las corridas iniciales arrojaban deformaciones en el modelo cercanas a los 10 mm verticales al centro de las armaduras horizontales transversales para la condición de carga 3 que es la combinación de peso propio, colado de muros y colado de losa superior y de 13 mm horizontales en el primer tercio de las armaduras verticales extremas para la condición de carga 2 donde se involucra únicamente el colado de los muros sin aplicar las cargas del colado de la losa.

Para tratar de reducir esos desplazamiento se trato de aumentar la sección de los elementos, pero no se alcanzaban los niveles de deformación deseados es por ello que se consideró el uso de placas entre los montantes diagonales y cuerdas de las armaduras tanto verticales como horizontales logrando así reducir dichas deformaciones y en algunos elementos el esfuerzo de trabajo volviendo la estructura en conjunto mas estable y segura. Esta modificación representa un excedente en el costo del equipo ofertado pero sigue siendo menor al de aumentar las secciones de los elementos de las armaduras hasta eliminar las deformaciones.

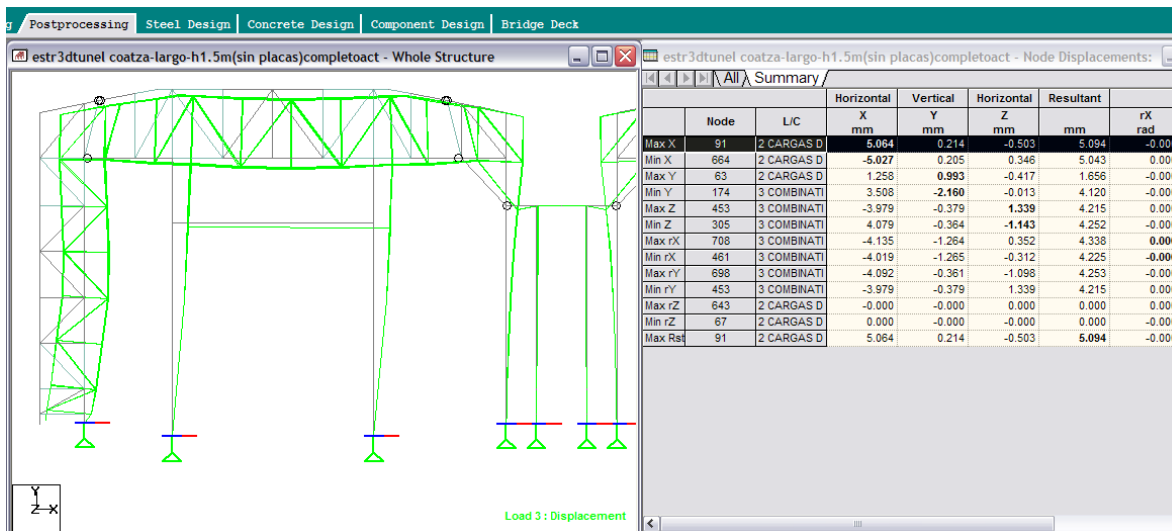


FIG. No. 3.15 SECCIÓN TRANSVERSAL “DEFORMACIONES MÁXIMAS”

Como se puede observar en el gráfico (véase fig No 3.15 fuera de escala) y en la tabla anexa las deformaciones no exceden horizontalmente de 5.06 mm lo que se considera adecuado para la importancia de una obra de esta magnitud y las deformaciones verticales se mantienen por debajo de los 2.2 mm que es una deformación mucho menor a la que se consideró como permisible.

Con estos resultados finales después de haber llevado a cabo un número considerable de corridas y modificaciones al modelo con el fin de dar un resultado óptimo se obtuvo el proyecto definitivo resuelto con los perfiles siguientes:



Resumen de tipos de perfiles utilizados:

- Armadura horizontal:
Cuerda superior.- Doble canal de 5" x 9.97 kg/m.
Cuerda inferior.- Doble canal de 4" x 8.04 kg/m.
Montantes.- Doble ángulo de 3" x 3" x 1/4"
Diagonales.- Doble ángulo de 2.5" x 2.5" x 1/4".
Placa 3/16"
- Armadura vertical:
Cuerda exterior.- Doble canal de 6" x 12.20 kg/m.
Cuerda interior.- Doble canal de 4" x 8.04 kg/m.
Montantes.- Doble ángulo de 3" x 3" x 1/4"
Diagonales.- Doble ángulo de 2.5" x 2.5" x 1/4"
Placa 3/16".
- Jumbo transportador:
Piernas de apoyo: HSS 8" x 8" x 1/4"
Travesaño longitudinal.- Doble canal de 15" x 50.3 kg/m.
Travesaño transversal.- PTR de 4" x 4" x 1/4"
Rigidizadores longitudinales.- PTR de 4" x 4" x 1/4".
- Armadura Exterior:
Cuerda exterior.- Doble canal de 8" x 17.11 kg/m.
Cuerda interior.- Doble canal de 8" x 17.11 kg/m.
Montantes.- Doble ángulo de 4" x 4" x 1/4"
Diagonales.- Doble ángulo de 3" x 3" x 1/4"
Placa 3/16".

Aunque no se hace mención de todos los elementos ocupados estos son los que componen la mayor parte de la estructura y los elementos de mayor importancia.

En las figuras No 3.16 y 3.17 nos podremos dar una idea del resultado final del modelo, en estas se puede observar la manera en la que se reforzó la estructura con el uso de placas.

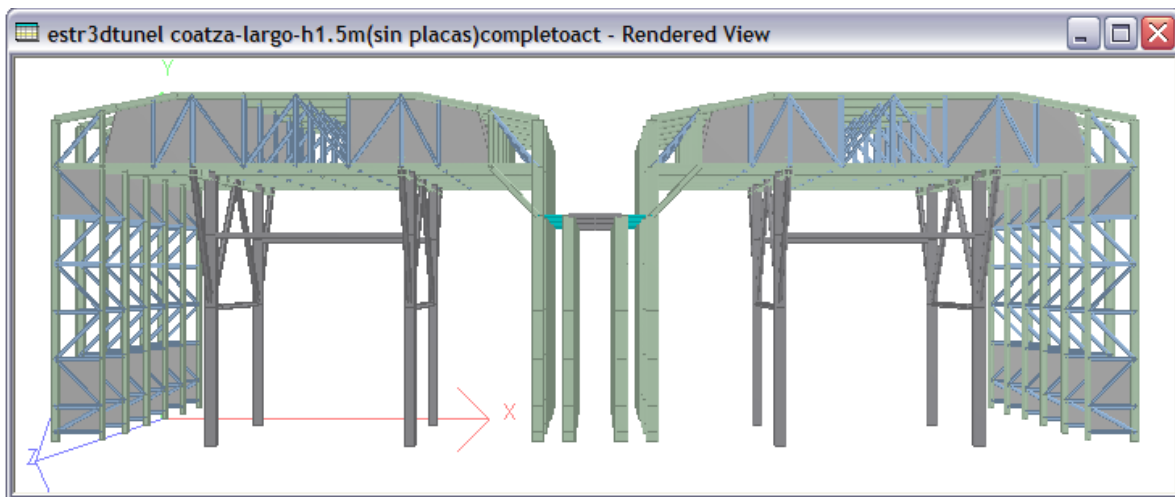


FIG. No. 3.16 SECCIÓN TRANSVERSAL "MODELO 3D".

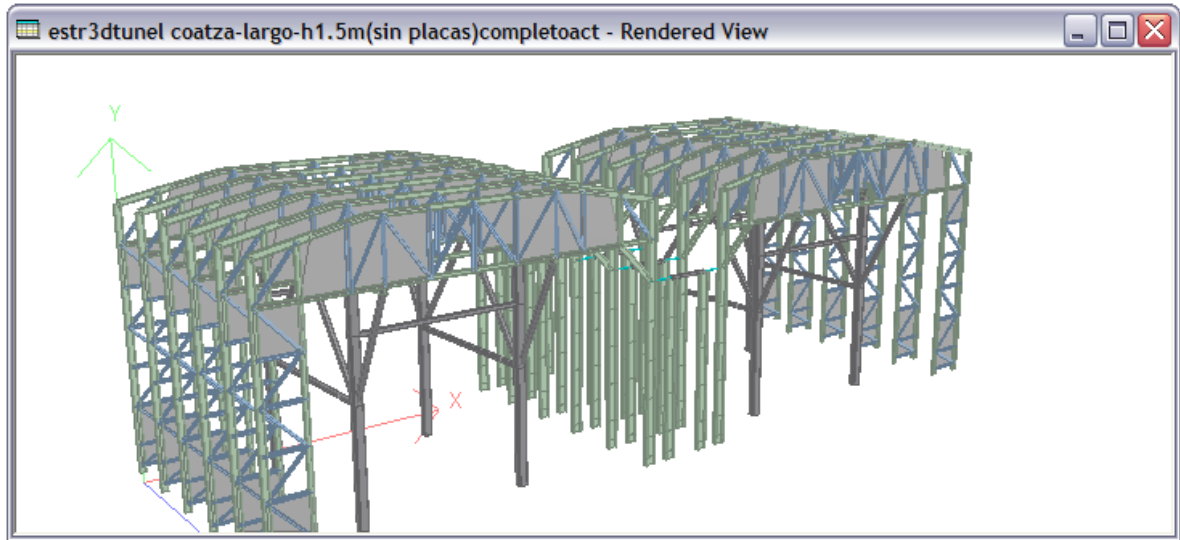


FIG. No. 3.17 ISOMÉTRICO “MODELO 3D”.

Además de que el proyecto sea estructuralmente adecuado y estable es necesario describir el funcionamiento del sistema y la manera en que se resolvieron las necesidades de contraer y colapsar el sistema para llevar a cabo las diferentes etapas del ciclo de trabajo en un corto tiempo y de manera eficiente.

A continuación se describe el manejo de la cimbra a partir de la etapa No 3 “Colado de muros exteriores y losa superior”

Para ello se hace la siguiente descripción del procedimiento propuesto, para mostrar con un poco más de detalle las maniobras entre cada una de los pasos que se tienen consideradas en un ciclo de colado de esta etapa.

3.5.3. Procedimiento operativo y descripción del sistema de cimbrado

El proceso comprende el colado integral del complemento del segmento de túnel (muros exteriores y losa superior) para ello se diseñó una cimbra lo suficientemente rígida para soportar los empujes generados por el concreto, sin tirantes intermedios en lo que se refiere a muros exteriores la velocidad de colado propuesta y considerada en el diseño es de 1.5 m de altura de colado por hora y debido a que se diseñó la cimbra para resistir las deformaciones sin el uso de tirantes debido a que estos disminuyen la seguridad de impermeabilidad, el concreto deberá distribuirse al mismo nivel en todos los muros para evitar empujes que puedan desalinearse los moldes.

El sistema contempla cimbra para el interior del segmento de túnel, cajones principales y losa del cajón central y un sistema de cimbrado exterior, a excepción de la cimbra exterior todos los equipos para esta tercera etapa contarán con un sistema de rodamiento para el traslado integral del la cimbra al punto donde se hará el colado siguiente, también cuentan con un sistema formado por gatos mecánicos e hidráulicos para el descimbrado y cimbrado

Este molde deberá anclarse mediante varillas embebidas a la plataforma inferior (previamente colada).



La cimbra para el colado de muros exteriores y losa superior está formada por:

Cimbra lateral exterior con altura de 8.00 m y una longitud de 23.0 m fabricada a base de paneles metálicos de 1.5m x 1.5m en su mayoría troquelados por armaduras verticales ubicadas a cada 1.5 m en toda la longitud del segmento de túnel, estas armaduras estarán apoyadas en sus dos extremos, en la parte inferior por medio de varillas embebidas y en la parte superior por medio de varillas de alta resistencia contra la armadura del otro extremo.

El sistema de cimbrado interior comprende un conjunto de paneles metálicos de cimbra sobre armaduras horizontales soportadas por un jumbo transportador y armaduras verticales soportadas por medio de una articulación a las armaduras horizontales superiores para facilitar el sistema de descimbrado, este jumbo, cuenta con un sistema de gatos mecánicos e hidráulicos para subir y bajar el sistema en el proceso de cimbrado y descimbrado, además de contar con sistema de rodamientos en los postes de apoyo para el traslado integral de la cimbra, también cuenta con un sistema mecánico para el abatimiento de los aleros para la cimbra de muros laterales.

El sistema interior se apoyará en las patas del jumbo así como en los largueros de las armaduras laterales de los aleros por medio de gatos mecánicos.

El sistema también comprende la cimbra para las tapas laterales de los segmentos del túnel que deberá tener la forma de los ensambles necesarios para las juntas de inmersión.

Y un sistema de ménsulas para colocar plataformas en la parte superior de la cimbra en cada extremo del módulo.

Esta etapa por la altura de colado y por el volumen de concreto que será contenido por el molde nos arroja un área mayor de cimbra cuyo peso y tamaño dificulta las maniobras, traslado y rearmado del molde por medios manuales es por eso que se recurre al uso de un transportador que soporte la cimbra y la traslade a su siguiente colado.

El transporte de la cimbra por el interior de la sección de túnel colada requiere que se de un espacio suficiente entre el colado y el sistema de cimbra una vez retraído debido a ello el sistema requiere de una serie de movimientos que aunque sencillos se deberán hacer siguiendo la siguiente secuencia:



3.5.3.1. Etapa 1

En esta etapa se aflojarán y retirarán todos los sistemas de fijación y apuntalamiento de la cimbra (véase fig. No 3.18).

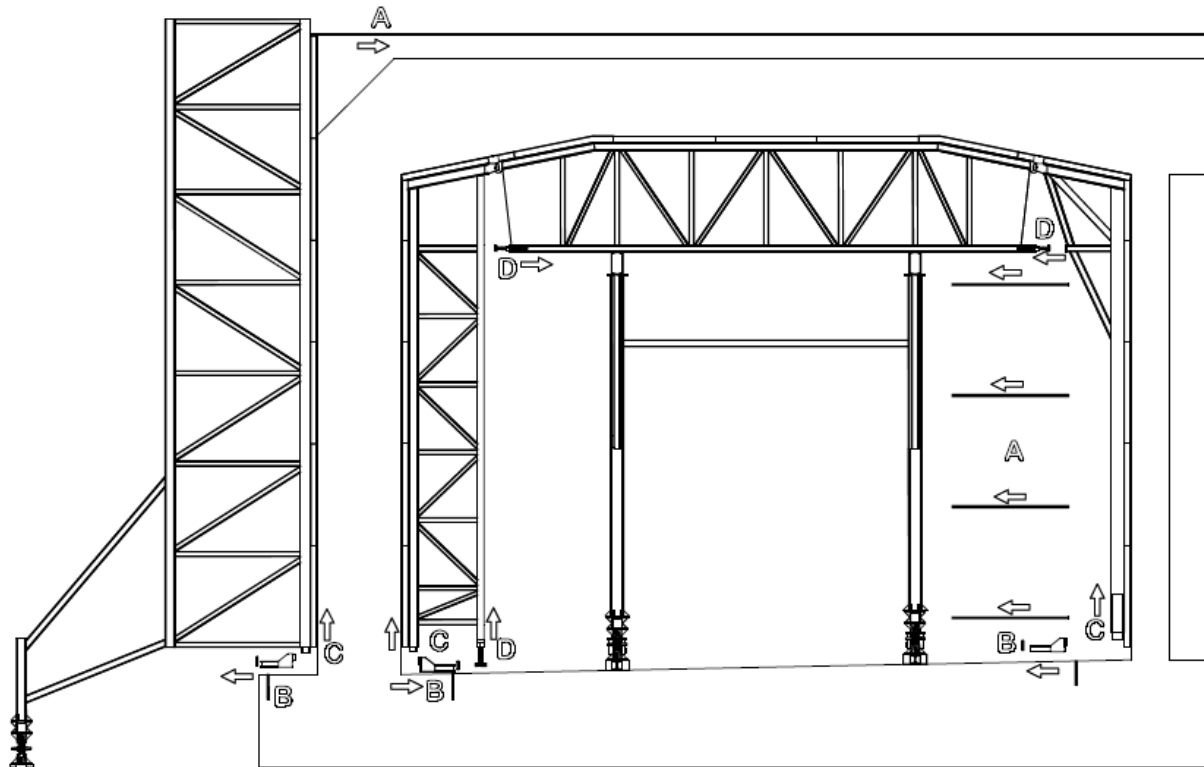


FIG. No. 3.18

Etapa 1 – A Retiro de tirantes.

En esta etapa se retirarán todos los tirantes entre muros interiores y tirantes superiores de las armaduras

Etapa 1 – B Retiro de troquelamiento.

En esta etapa se aflojarán los troqueles entre las armaduras principales y los embebidos de la losa inferior también se cortarán dichos embebidos para evitar que los mismos puedan estorbar maniobras subsecuentes en al traslado de la cimbra.

Etapa 1 – C Retracción de telescópicos.

En esta etapa se retraerán los elementos de extensión en las cuerdas de las armaduras laterales que están en contacto con la cimbra estos elementos se diseñaron telescópicos para darle espacio entre las armaduras y la losa inferior una vez que se haya descendido el sistema.

Etapa 1 – D Retracción de gatos mecánicos de apoyo.

En esta etapa se aflojarán todos los gatos mecánicos de las armaduras estos se encuentran ubicados en la parte inferior de las armaduras principales y en la cuerda inferior de las armaduras horizontales, en el caso de las armaduras verticales se requerirá del apoyo de gatos hidráulicos.



3.5.3.2. Etapa 2

En esta etapa se aflojarán y retirarán todos los sistemas de fijación y apuntalamiento de la cimbra. (véase fig. No 3.19).

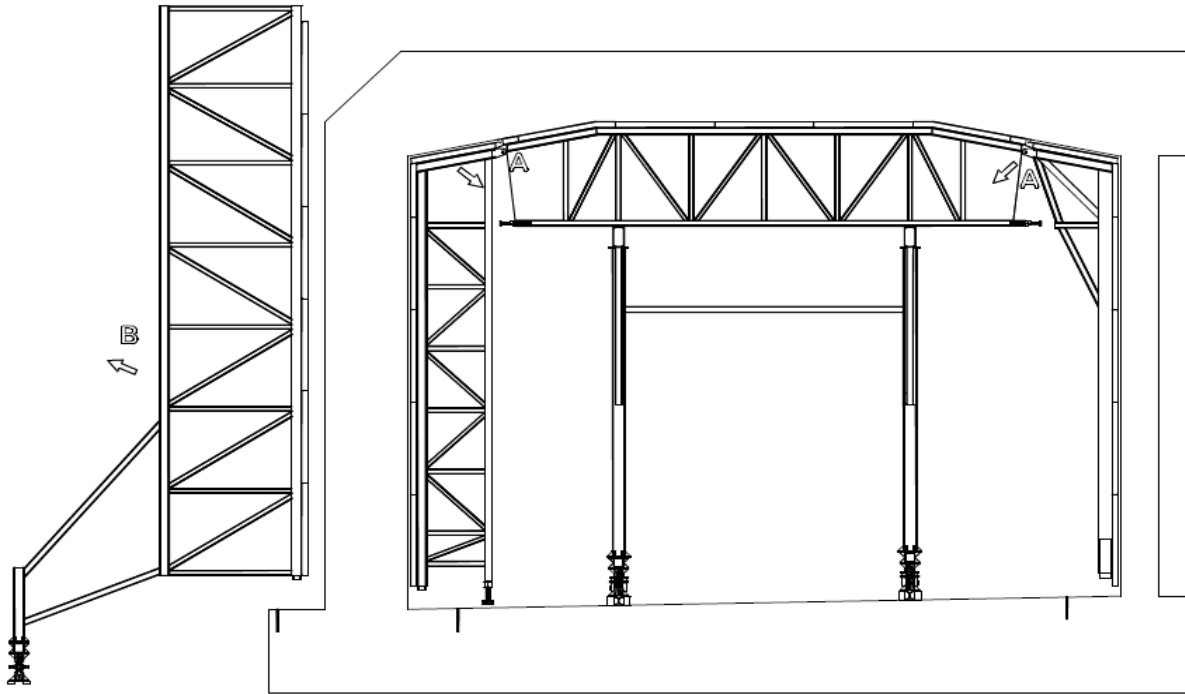


FIG. No. 3.19

Etapa 2 – A Liberación de articulaciones.

En esta etapa se retirarán aflojarán los opresores que actúan en las articulaciones superiores de la cimbra.

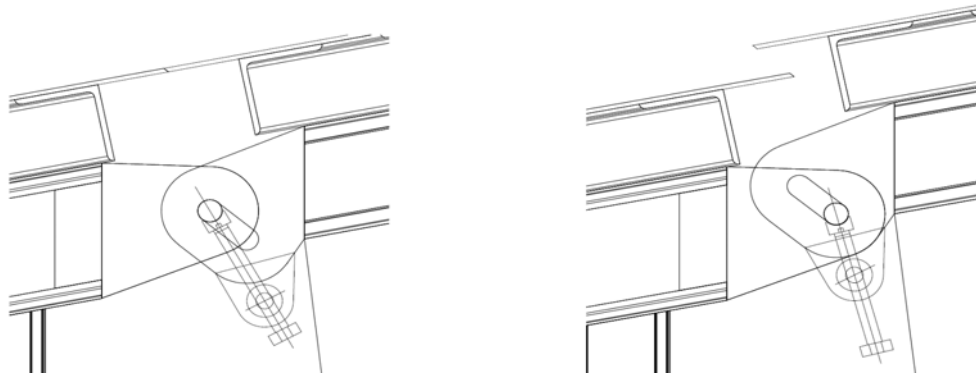


FIG. No. 3.20

Esta liberación de opresores (véase fig. No 3.20) permitirá a los aleros girar y lo que es más importante desplazarse de manera diagonal hacia el centro lo que nos dará espacio entre la cimbra y el muro.

Etapa 2 – B Retiro de cimbra exterior.

Con la ayuda de una grúa o un montacargas se retirará la cimbra exterior para su posterior colocación en el siguiente colado la capacidad del equipo deberá ser de al menos 15 Ton.



3.5.3.3. Etapa 3

En esta etapa se llevará a cabo la retracción de la cimbra (véase fig. No 3.21).

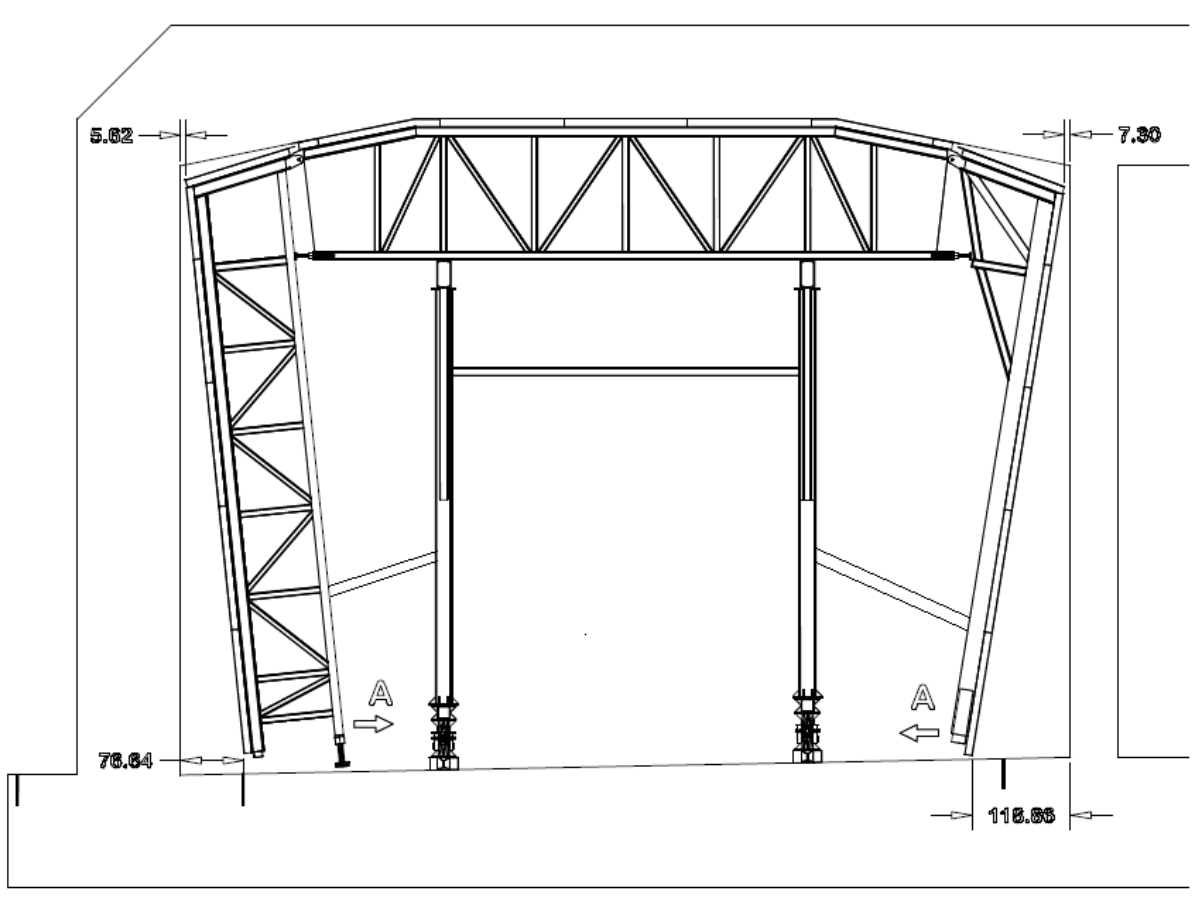


FIG. No. 3.21

Etapa 3 – A Retracción de la cimbra.

En esta etapa mediante el uso de tirfors se abatirán los aleros de la cimbra obteniendo las distancias libres que se muestran en el gráfico.



3.5.3.4. Etapa 4

En esta etapa se descenderá la cimbra (véase fig. No 3.22).

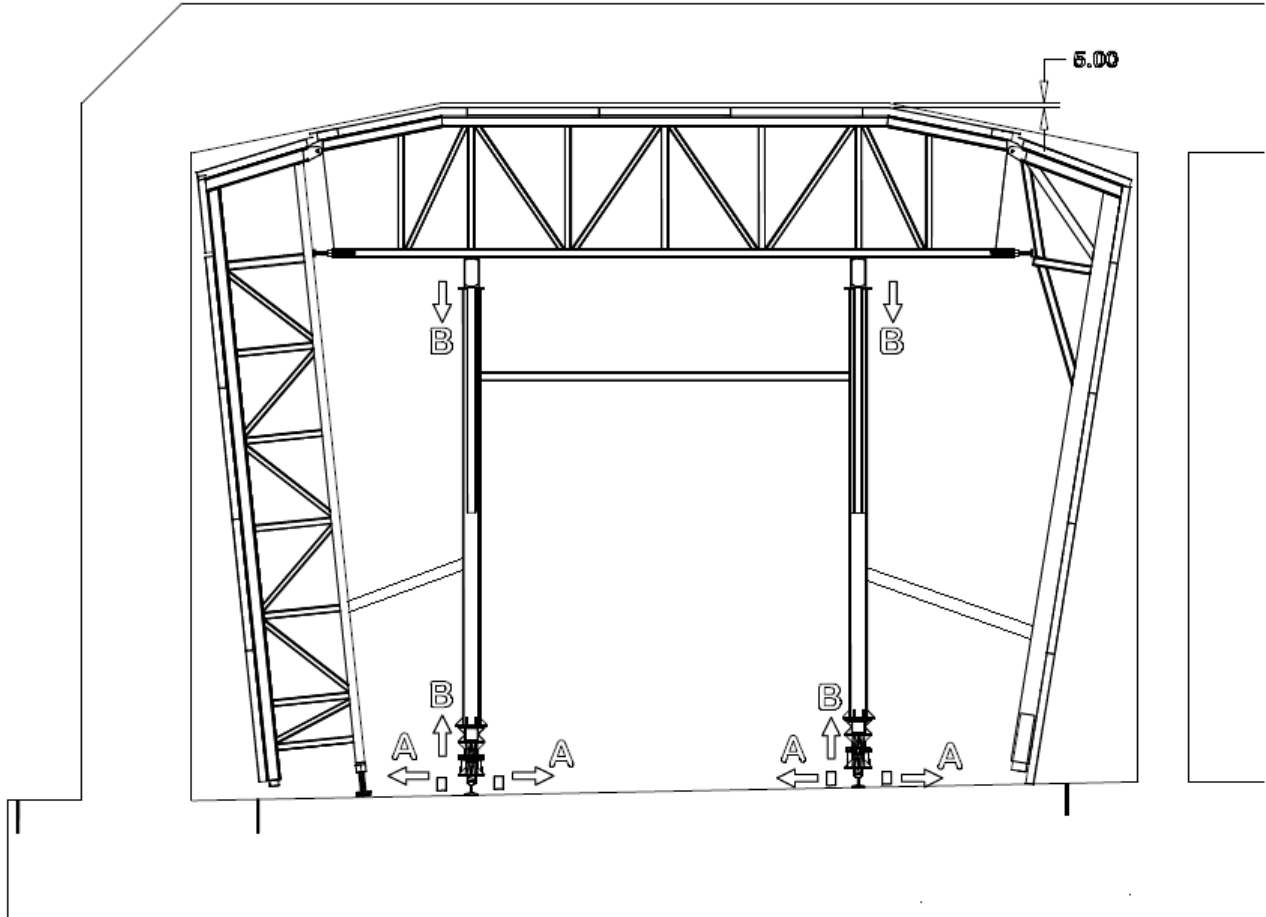


FIG. No. 3.22

Etapa 4 – A Retiro de apoyos mecánicos.

En esta etapa se retirarán los topes en los rodamientos, para aflojar la compresión sobre estos se requerirá de la colaboración de gatos hidráulicos para aflojar los gatos mecánicos.

Etapa 4 – B Descenso de la cimbra.

En esta etapa se aflojarán completamente los gatos mecánicos hasta que las ruedas hagan contacto con los rieles para iniciar así con el desplazamiento de la cimbra a su siguiente posición.

Una vez llegando a su posición final se volverá a iniciar la secuencia rearmando el sistema hasta fijar la cimbra por medio de sus tirantes y tensores.



Vistas del sistema resultante

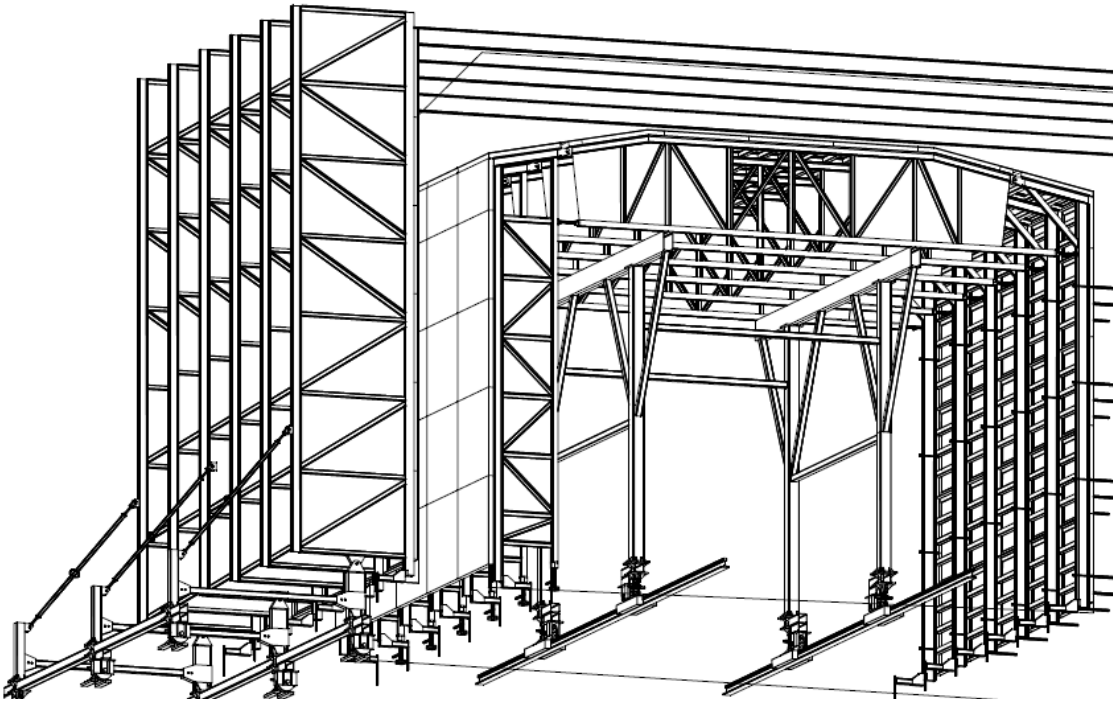


FIG. No. 3.23 ISOMÉTRICO "MODELO 3D".

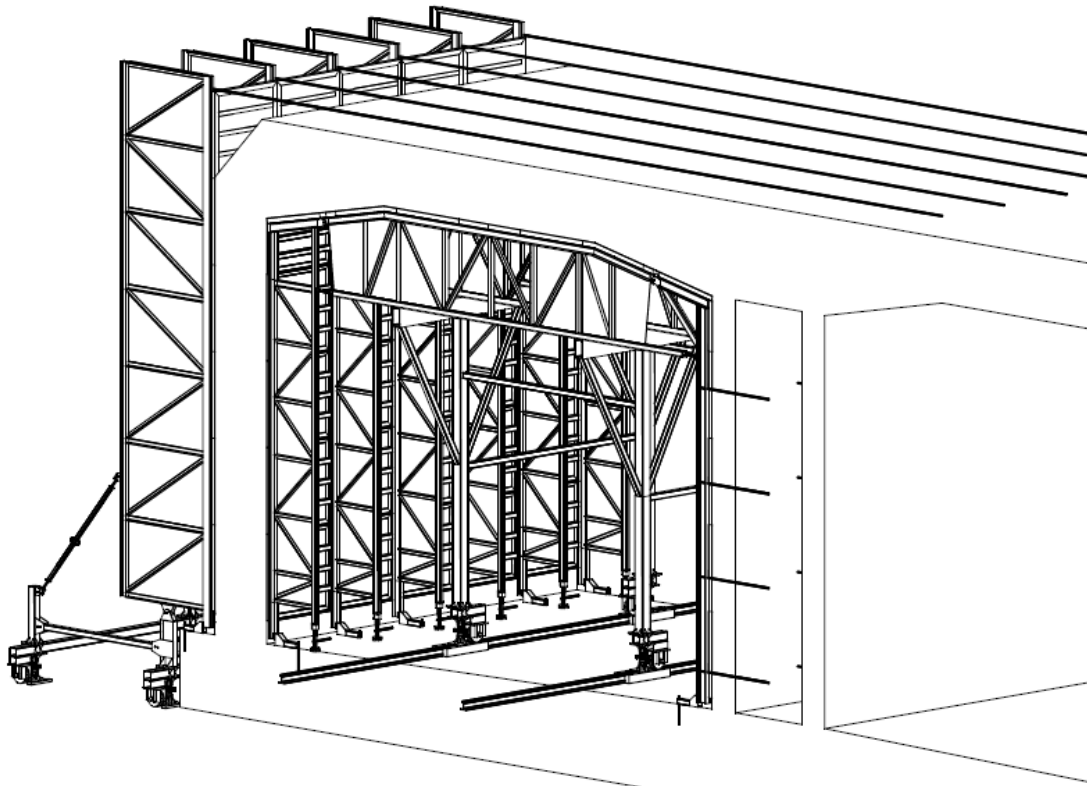


FIG. No. 3.24 ISOMÉTRICO "MODELO 3D".



3.6. COMENTARIOS GENERALES

En este capítulo se resume el diseño de un sistema para el cimbrado de segmentos de túnel de concreto reforzado, para ello se debieron haber considerado diversas variables tanto geométricas como técnicas y económicas que limitan y rigen el diseño y el funcionamiento de los sistemas que componen el dispositivo final debido a ello y a lo extenso e iterativo que resulta el cálculo de una estructura de esta complejidad solo se muestra el cálculo de algunos elementos de la estructura considerada final para poder mostrar de manera clara y comprensible los principales criterios y puntos de importancia que se siguieron para llevar a cabo este diseño.

El diseño de este sistema de cimbrado tuvo grandes dificultades para su desarrollo, ya que el proyecto del túnel sufrió una serie de cambios que modificaban parcial o totalmente en algunos casos diseños previos a este, también surgieron continuas modificaciones en su procedimiento operativo que requería en ocasiones modificaciones fuertes al sistema de cimbrado con el fin de permitir o no dificultar las secuencias de colado. Todos cambios tuvieron que llevarse a cabo sin olvidar claro el aspecto económico y garantizando que el sistema cumpliera con todas las necesidades solicitadas por la empresa constructora.

En lo personal el diseño de sistemas para el cimbrado de este tipo de estructuras me parece muy interesante debido a la complejidad del funcionamiento y al cambio de condiciones de carga que tiene que soportar la misma estructura en las diferentes etapas de servicio a la que esta expuesta, también, nos da la oportunidad como proyectistas de crear sistemas que pueden ir de lo mas sencillo utilizando sistemas mecánicos y económicos o si el cliente así lo desea hacer uso de elementos hidráulicos, eléctricos y electrónicos formado en conjunto sistemas eficientes y de fácil operación que facilitan y agilizan los procesos constructivos.

Por la experiencia que he adquirido en el diseño de sistemas de cimbrado puedo comentar que es un área poco atractiva para el ingeniero civil en general, sin embargo considero que tiene un potencial económico muy grande debido a que no existen muchas empresas especializadas en el diseño de estos sistemas de soporte y procesos auxiliares a la construcción siendo que esta actividad tiene grandes posibilidades puesto que su principal valor esta en la creatividad e ingenio para diseñar y crear sistemas que faciliten y simplifiquen procesos constructivos que representen ahorro de tiempo y dinero en la industria de la construcción.



BIBLIOGRAFÍA UTILIZADA

AISC

American Institute of Steel Construction Inc.
Specification for Structural Steel Buildings
Edition 2005

JOHN O BICKEL / T.R. KUESEL

Tunnel Engineering Handbook
Van Nostrand Reinhold Company Inc.
Edición 1982

M. K. HURD

Formwork for Concrete
American concrete institute
Edición 1989

BRESLER, LIN y SCALZI

Diseño de estructuras de acero
Editorial Limusa S.A. de C.V.
Edición 1978

MANUAL DE CONSTRUCCIÓN EN ACERO –DEP

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.
Editorial Limusa S.A. de C.V.
Edición 1997



Capítulo 4

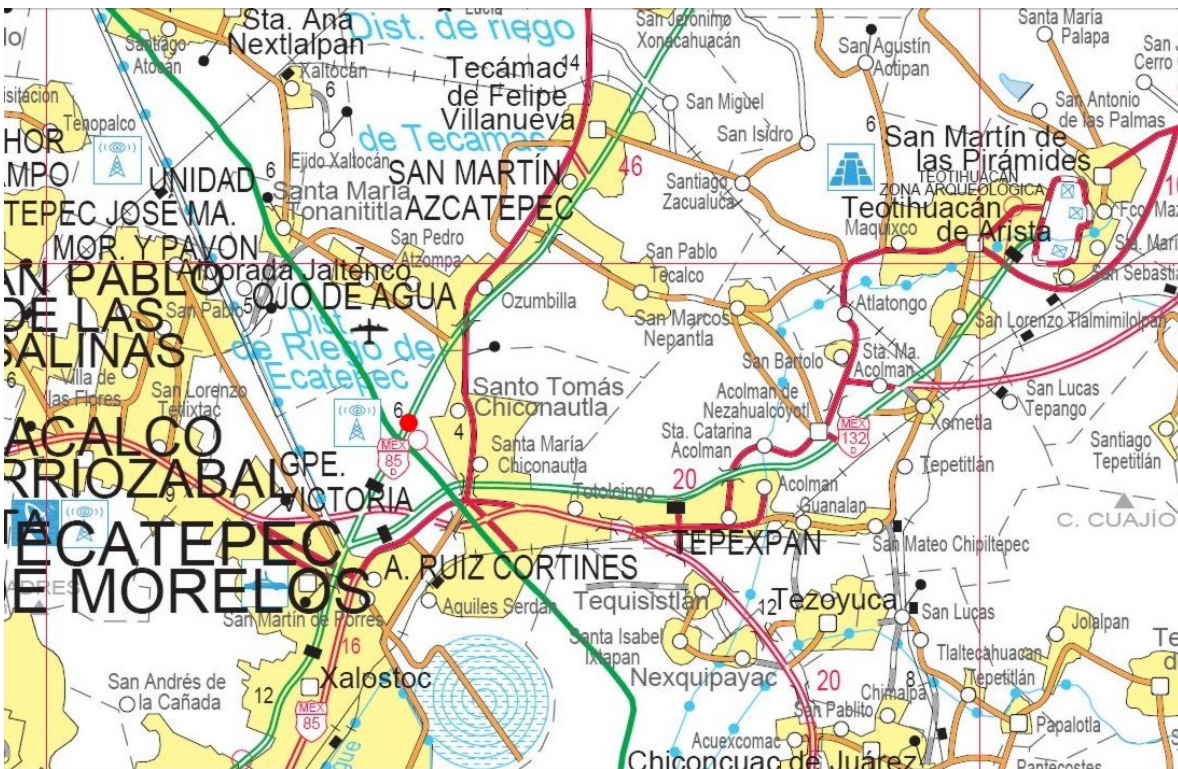
- Diseño estructural de la Techumbre en zona de bahías de cobro de la caseta de Peaje “Ojo de Agua” ubicada en el kilómetro 24+790 de la autopista México – Pachuca.

Capítulo 4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente capítulo y los trabajos que se describen forman parte del proyecto integral llamado:

DISEÑO ESTRUCTURAL, MODERNIZACIÓN Y MEJORAMIENTO DEL PROYECTO “CASETA DE PEAJE OJO DE AGUA”

En relación con el trabajo para el mejoramiento y sustitución de la caseta existente “Ojo de Agua” ubicada en el km 24+790 de la autopista México-Pachuca se elaboró un proyecto de modernización tomando en cuenta las características principales de servicio y ubicación de esta según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal y el manual de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad para el diseño por sismo y viento.



MAPA 4.1 UBICACIÓN DE LA OBRA.



Descripción de la estructura en estudio:

Los trabajos realizados en el diseño de la caseta de cobro involucran el mejoramiento y modernización del proyecto desarrollado en el año 2000 por la empresa Baia arquitectura, las modificaciones realizadas al proyecto original se llevaron a cabo con base en las necesidades que presenta en la actualidad una estación de cobro con el afluente vehicular que presenta la autopista México – Pachuca, así como el equipamiento necesario para poder operarla de manera eficiente.

Los espacios que se consideran en el proyecto de modernización son los siguientes:

1. Zona destinada al Asta Bandera.
2. Conjunto de núcleo de servicios.
3. Cisterna.
4. Espolones, guarniciones y losas en bahías de cobro.
5. Estructura de carpeta en plataforma.
6. Edificio de Servicios Administrativos.
7. Cubierta de bahías en Zona de Cobro.
8. Diseño de bahías de Cobro.

Las características consideradas para estos espacios por el proyecto original satisfacían las necesidades actuales de la caseta con excepción de los puntos 6, 7 y 8 ya que por las características tecnológicas que actualmente se requieren para operar las zonas de peaje y el afluente vehicular que se espera a futuro en la vía requiere realizar las siguientes modificaciones:

Con respecto al edificio de servicios se nos solicitó la ampliación de este, aumentando áreas de los espacios existentes e incluir un cuarto destinado para las operaciones de Telemática, ya que el equipo requerido para la operación de las casetas requería de ciertas dimensiones del espacio donde se ubicarán que no se consideraron en el proyecto original.

Para la modificación de la cubierta metálica en la zona de las bahías de cobro se nos solicitó una modificación total, ampliando la longitud de ésta. Debido al aumento del número de bahías que en el proyecto original se construirían 16 bahías contra las 21 que se solicitaron proyectar. Además, la techumbre debe contar con un paso peatonal en toda la longitud del ancho de la zona de bahías para el uso exclusivo del personal operativo de la zona de cobro. Esta modificación obliga diseñar e integrar un nuevo espacio dentro del edificio administrativo para alojar las escaleras del paso peatonal y diseñar un edificio adicional en el extremo opuesto del paso peatonal con el mismo uso (véase *fig. No 4.1*)

La modificación de las cabinas de cobro obedece únicamente a un aspecto arquitectónico que mantiene el mismo concepto de otras casetas ubicadas en la misma vía.

Todas las modificaciones solicitadas representan una serie de cambios secundarios e inducidos, ya que el aumento de área pavimentada en la caseta requiere de un nuevo cálculo para el diseño de la instalación de drenaje para el desalojo de aguas pluviales. El aumento en la consideración de vehículos diarios que hagan uso de las instalaciones de la zona de peaje requiere de un nuevo cálculo para las instalaciones eléctricas y sanitarias, que representa modificaciones en todo el proyecto.



En este capítulo, se presentarán las consideraciones hechas y el diseño únicamente del proyecto de la techumbre y paso inferior peatonal sobre la zona de bahías de cobro, ya que se considera que es la parte del diseño estructural con mayor relevancia en el proyecto integral. Esto debido a los materiales utilizados, sus dimensiones y las condiciones de servicio y accidentales a las que estará expuesta.

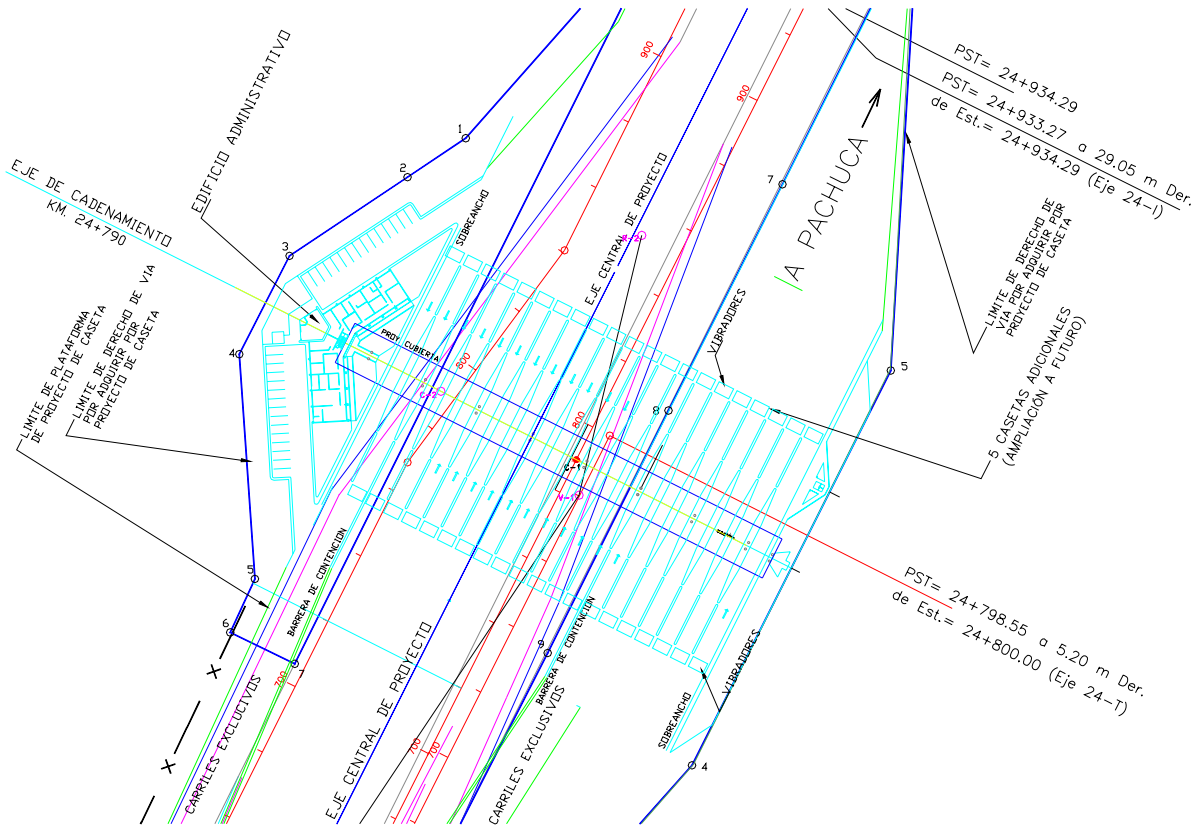


Fig. No. 4.1 Planta general de propuesta final



Capítulo 4.2 ANTECEDENTES

- Antecedentes: Se hará una lista de necesidades según lo requiera el proyecto y sus alcances, así como la normatividad según su función o recomendación del contratante.

El trabajo consiste en elaborar un proyecto para construir una cubierta en la zona de cobro de que incluya un paso peatonal en el interior para dar servicio al personal operativo ubicado en las bahías de cobro.

4.2.1. Necesidades geométricas que deberá cumplir el proyecto

- La longitud de la techumbre será de 131.7 m con un ancho de 14.0 m para cubrir un total de 20 bahías con 21 carriles de cobro, con una distancia entre ejes de 5.5 m para las bahías y dos carriles extremos con un sobre-ancho, para dar una longitud de 115.5 m. La diferencia de longitud de la techumbre que funciona como paso peatonal cuenta con dos volados para acceder a la escalera del edificio administrativo y otro al edificio de servicios.
- El lecho inferior de la estructura deberá tener una elevación tal que permita un gálibo mínimo con respecto a la superficie de rodamiento de 5.75 m en todos los carriles.
- Se considerarán, adicional al lecho inferior de la estructura del paso peatonal, las instalaciones para un correo neumático.
- Debido a la importancia de la vía México – Pachuca y su gran flujo vehicular la estructura deberá instalarse por módulos a fin de poderse montar y construir haciendo cortes de circulación parciales.
- Las columnas, por cuestiones arquitectónicas, deberán ser de sección circular y de concreto.

4.2.2. Necesidades estructurales

- La estructura estará diseñada de acuerdo a lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.
- La carga viva que se considerará para el PIP será de 350 kg/m² indicada en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del Distrito Federal.
- Basado en un estudio geotécnico del diseño de la plataforma el desplante se hará a una profundidad de entre 1.5 m y 2 m a partir del nivel de la superficie de rodamiento teniendo una capacidad de carga de acuerdo a las dimensiones de la zapata que fluctúan entre 9 y 10 ton/m² para condiciones estáticas y entre 14 y 15 ton/m² para condiciones dinámicas.
- El Proyecto en el diseño de la subestructura se apoyará en la última edición de la *Standard Specifications For Highway Bridges* de las AASHTO; particularmente cuando sea procedente en las Especificaciones AISC.
- Para determinar las condiciones de Viento, se utilizará la Regionalización y valores establecidos en El Manual de Obras Civiles de la C.F.E. última edición, o podrá utilizarse algún estudio regional existente en el sitio siempre que la Dependencia lo apruebe. Esto último, podrá ser aplicable para sismo.
- Para el análisis sísmico y ya que la techumbre será prácticamente un Paso Inferior Peatonal se observarán los siguientes criterios:

Método de la fuerza estática equivalente

En estructuras regulares con miembros de apoyo de rigidez aproximadamente igual, pueden calcularse los efectos del sismo para diseño aplicando una fuerza estática horizontal equivalente S , actuante en el centro de gravedad de la estructura. La distribución de esta fuerza tomará en cuenta la rigidez de la superestructura y los miembros del apoyo, así como las restricciones en los estribos y la posición deformada de la estructura.



El valor de "S" se obtendrá mediante:

$$S=cW/Q$$

- S = fuerza estática horizontal equivalente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura. (Ton.)
 W = peso total de la estructura (Ton.)
 c = ordenada máxima del espectro sísmico correspondiente al tipo de suelo en el sitio de ubicación de la estructura.
 Q = factor de comportamiento sísmico.

El cociente c/Q no debe ser menor que a_0 , ordenada al origen del espectro. (tabla 4.1)

A menos que se justifiquen otros valores de Q con estudios especiales, podrán tomarse los siguientes:

Estructuras en las que la superestructura y los elementos de la subestructura formen un marco dúctil de concreto reforzado, preesforzado o de acero estructural, en el sentido del marco	Q = 4
Estructuras en las que la fuerza sísmica es resistida por una sola columna continua con el tablero de la superestructura	Q = 2
Para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura, cuando la primera se apoya libremente en dispositivos elastoméricos tipo Neopreno	Q = 4
Para el caso anterior, si los dispositivos de apoyo no existen o son de otro tipo	Q = 2
Para el cálculo de fuerzas generadas por la subestructura: En elementos formados por marcos dúctiles En elementos tipo muro En columnas aisladas En elementos de mampostería	Q = 4 Q = 2 Q = 2 Q = 1

TABLA 4.1 ESPECTROS DE DISEÑO

ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	a_0	C	T_a (seg)	T_b (seg)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.09	0.36	0.0	0.6	1/2
	II	0.13	0.50	0.0	1.4	2/3
	III	0.16	0.64	0.0	1.9	1
D	I	0.13	0.50	0.0	0.6	1/2
	II	0.17	0.68	0.0	1.2	2/3
	III	0.21	0.86	0.0	1.7	1
E (Zona metropolitana Ciudad de México)	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

PARA ESTRUCTURAS COMUNES



Donde:

I	CORRESPONDE A TERRENO	FIRME
II	CORRESPONDE A TERRENO	INTERMEDIO
III	CORRESPONDE A TERRENO	BLANDO

Para el diseño se tomará la más desfavorable de las combinaciones siguientes:

$$\begin{aligned} S_L + 0.3 S_T \\ S_T + 0.3 S_L \end{aligned}$$

Donde S_L y S_T son las fuerzas sísmicas equivalentes en la dirección longitudinal y transversal del puente, respectivamente.

- Diseño de dispositivos de restricción.
Los dispositivos que tengan por objeto restringir los desplazamientos de la superestructura (por ejemplo tirantes de anclaje, topes sísmicos, etc.) se diseñarán para la siguiente fuerza:

$$S = c \cdot CM - V_S$$

Donde **CM** es la porción de carga muerta de la superestructura restringida por el dispositivo que se diseña y V_S son los cortantes en la estructura que se generan bajo la acción de la fuerza **S** y que se oponen a la acción del dispositivo; **c** será obtenido de la tabla 4.1.

- Combinación de cargas.
No se considerará el efecto de carga viva en combinación con el sismo; tampoco el efecto del viento o de otra carga eventual.

Se tomarán en cuenta estas combinaciones:

$$\begin{aligned} U &= 1.3 (CM + ET + S) \\ U &= 1.3 (CM + ET - S) \end{aligned}$$

Donde:

CM = efectos de la carga muerta.
ET = efectos del empuje de tierras.
S = efectos del sismo.
U = efectos últimos de diseño.

Para elementos sujetos a flexo-compresión se verificará la combinación de mínima fuerza axial y máximo momento mediante:

$$U = 1.3 (0.75 CM + ET \pm S)$$

Los factores de carga incluidos son AASHTO para el (Grupo VII).

4.2.3. Comentarios

- Estos criterios serán aplicables a estructuras para puentes regulares, de estructuración común, con claros máximos de 40 m y alturas máximas de 20 m.
- El factor Q aplicado al diseño de la subestructura se mantiene para el diseño de la cimentación.



Capítulo 4.3 ANTEPROYECTO

- Para responder a las necesidades del proyecto se presentará una solución óptima para satisfacer las necesidades del proyecto, elaborando un dictamen en el que se mencionen los criterios para la elección del proyecto.

Debido a las necesidades planteadas en un principio por la dependencia para la elaboración de las modificaciones sobre el proyecto original, se realizó la ampliación de la zona de bahías, creciendo el número de estas de 16 a 20 (véase fig. No 4.2).

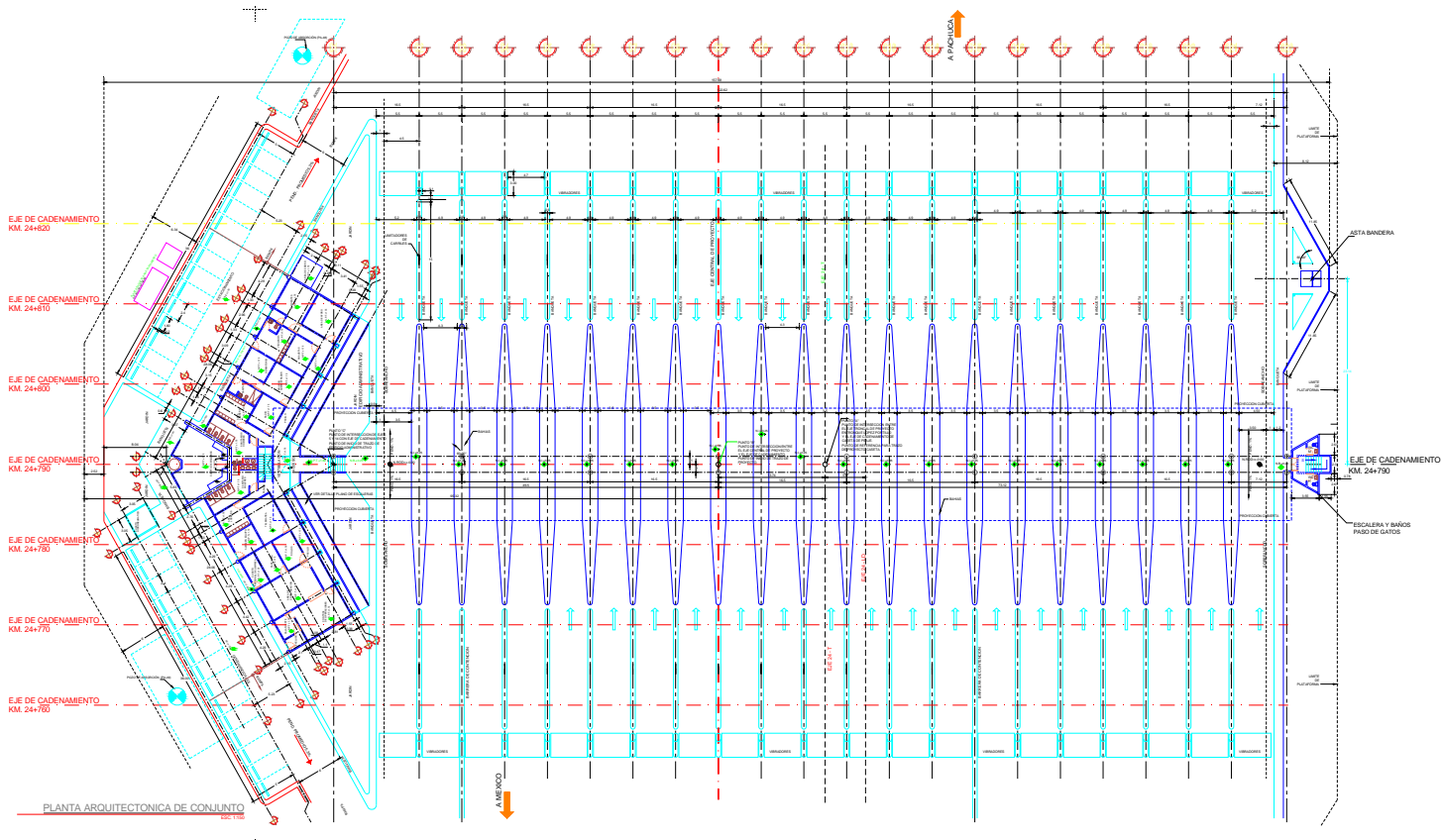


Fig. No. 4.2 Planta Arquitectónica Caseta Ojo de Agua.



La propuesta consiste en proyectar la techumbre y paso inferior peatonal, resolviendo el problema mediante armaduras de acero, las cuales estarán apoyadas en unas ménsulas que a su vez descansarán en columnas de concreto separadas entre sí 16.50 m. Como se mencionó en la sección 4.2, la columna deberá tener una sección circular y ser de concreto y la cimentación estará diseñada en base a las recomendaciones geotécnicas.

Para el soporte de la techumbre en la zona de volados se fabricarán armaduras longitudinales colocadas en los extremos exteriores de las ménsulas y otra a la mitad de su cuerda superior, estas también fabricadas por elementos metálicos, para rigidizar estas armaduras en el sentido transversal se colocarán PTR que servirán a su vez como soporte de los montenes para el soporte de la cubierta exterior (véase fig. No 4.3 y 4.4)

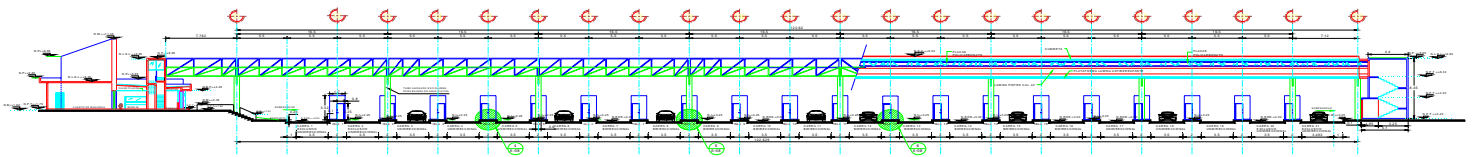


Fig. No. 4.3 Elevación de la Techumbre y paso de gato.

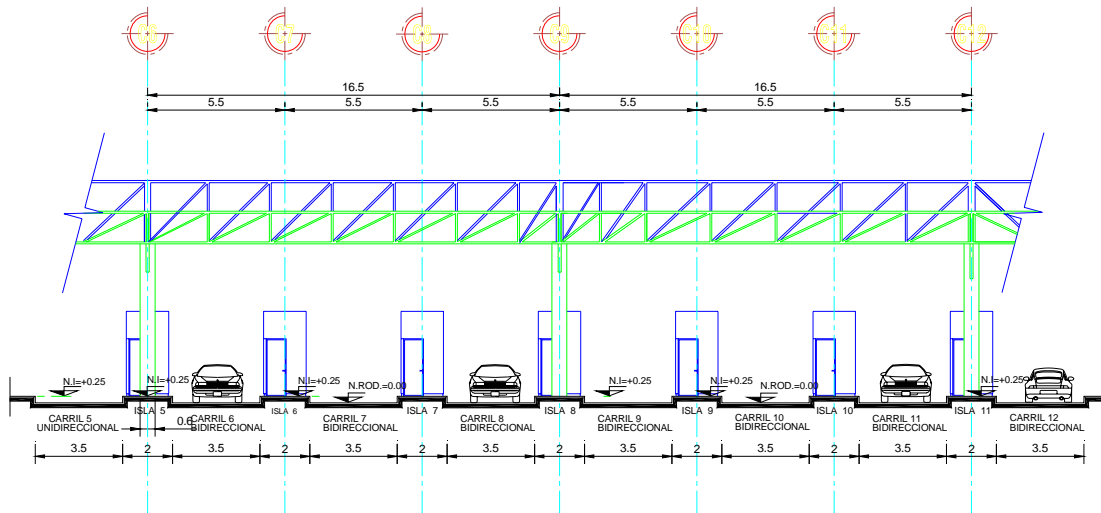


Fig. No. 4.4 Elevación de Techumbre (Detalle).

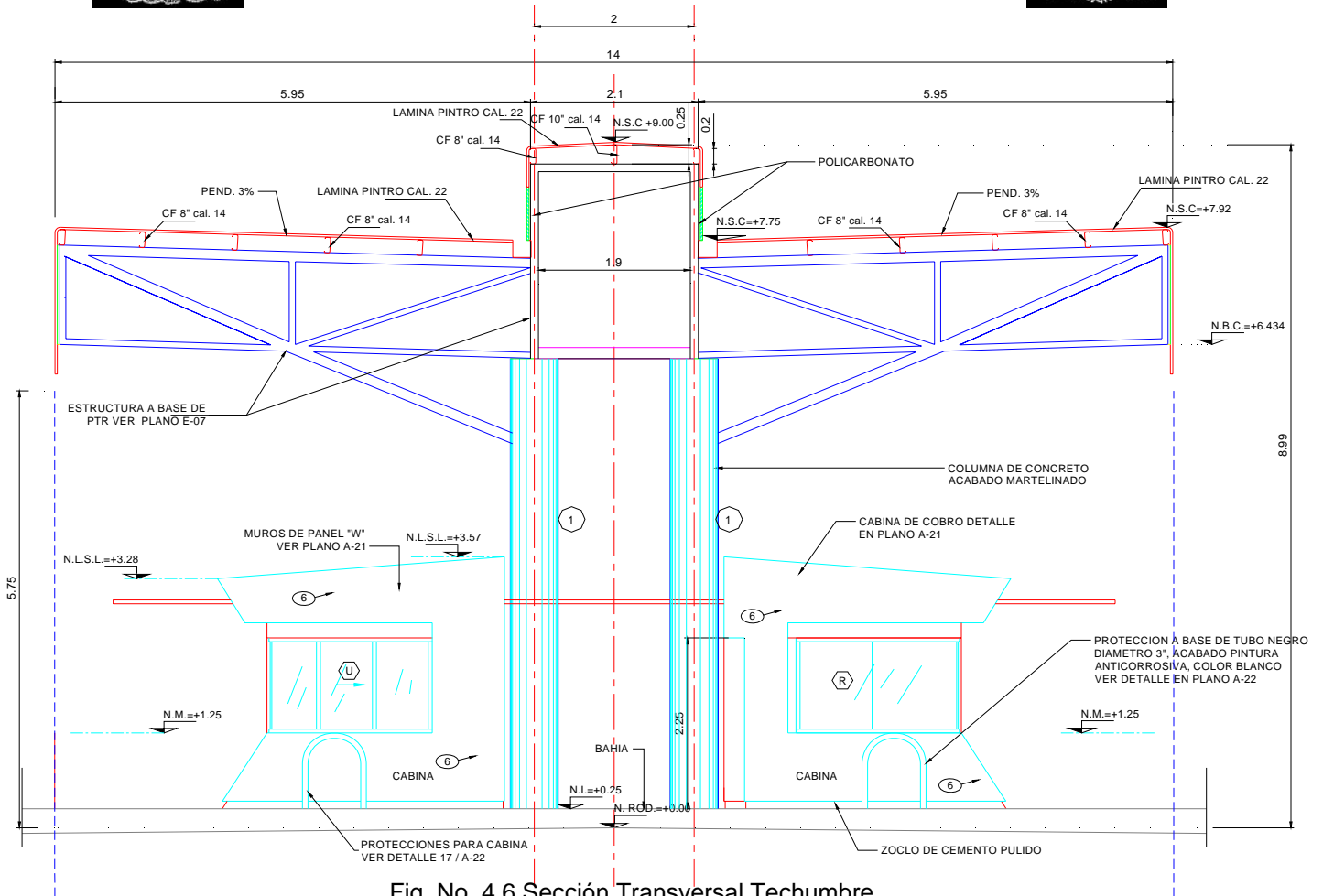


Fig. No. 4.6 Sección Transversal Techumbre

Las columnas serán de un diámetro de 0.6 m construidas de concreto reforzado, con una separación transversal entre ellas de 2.00 m (véase fig. No 4.7).

La cimentación será superficial mediante zapatas aisladas para cada par de columnas. Ésta también será de concreto reforzado. La profundidad de desplante se definió por la colocación de canales y registros de las instalaciones eléctricas y de telemática de las cabinas hacia los tableros de control.

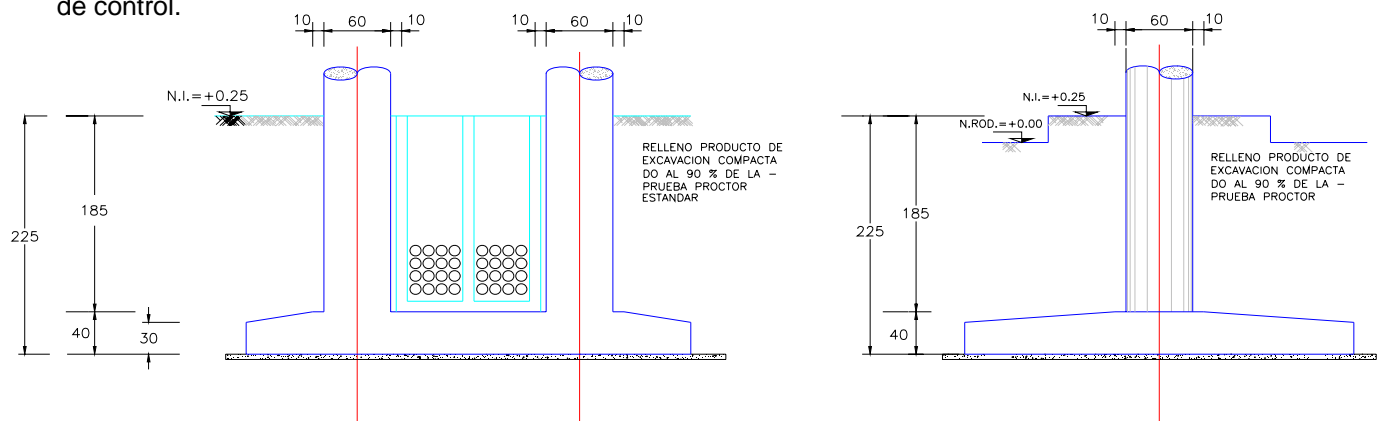


Fig. No. 4.7 Propuesta de Cimentación



4.3.1. Ventajas de la solución conceptual seleccionada

- La superestructura, al ser fabricada por estructuras de acero con longitudes que no representan problema alguno para su transporte, puede fabricarse en planta y dejar únicamente las actividades de ensamble para realizarse en campo. Esto reduce los periodos de corte de circulación en los carriles de la vía y permiten realizar la obra en el número de etapas que se consideren pertinentes.
- El sistema utilizado para soporte del paso peatonal permite el tránsito por medio de la estructura y no requiere de un peralte adicional correspondiente por una superestructura inferior, que pueda aumentar el peralte total de la techumbre.
- El sistema de ménsulas, como soporte principal de la techumbre, permite aumentar el tamaño de éstas según se requiera, sin que estas obstruyan el espacio libre vertical solicitado, ya que éstas se ubican en el espacio entre columnas que deja libre las zonas sobre los carriles de cobro.
- Los materiales seleccionados para recubrir, tanto la techumbre como el paso peatonal, son de fácil montaje y de bajo peso, lo cual reduce la dimensión y el calibre de los perfiles que integran las armaduras de soporte.

4.3.2. Desventajas de la solución conceptual seleccionada

- Las estructuras que conforman la techumbre, al ser fabricadas por armaduras de perfiles de acero, requieren de muchos nudos de conexión unidos con soldadura, estos son puntos críticos que requieren de una supervisión a detalle para prevenir cualquier posible falla.
- La estructura, al ser cubierta de lámina sólo en la parte superior exterior, aumenta su superficie expuesta y resistente a las fuerzas eólicas, ya que al no cubrirse la parte inferior de la techumbre se duplican las zonas tanto de barlovento como de sotavento.
- Las estructuras metálicas, aunque son más ligeras que las de concreto, son más flexibles y deformables dando como resultado una sensación de inestabilidad para quien transita sobre ellas, aún cuando sus deformaciones permanezcan por debajo de las máximas permisibles.
- Las estructuras metálicas requieren de mayor atención y actividades de mantenimiento menor, el cual debe ser periódico para evitar daños mayores a futuro.



Capítulo 4.4 MEMORIA DE CÁLCULO

- Se presentarán los cálculos y corridas de los modelos que se elaboren para justificar el diseño de la estructura.

Debido a la naturaleza de este trabajo y a lo extenso de los resultados arrojados por el programa de cálculo Staad.Pro (donde se llevó a cabo la corrida del modelo de la techumbre), sólo se mostrarán de manera condensada los resultados más representativos y de los elementos que se consideran de mayor importancia y relevancia en el diseño de una estructura de este tipo.

El modelo presentado a continuación cumple con todas las consideraciones geométricas que se plantearon en el capítulo 4.2.

Cabe mencionar que dicho modelo fue el más eficiente y adecuado para el tipo de servicio que fue proyectado. No se presentan otros modelos para no generar confusión y evitar extender este documento (véase fig. No 4.8 y 4.9).

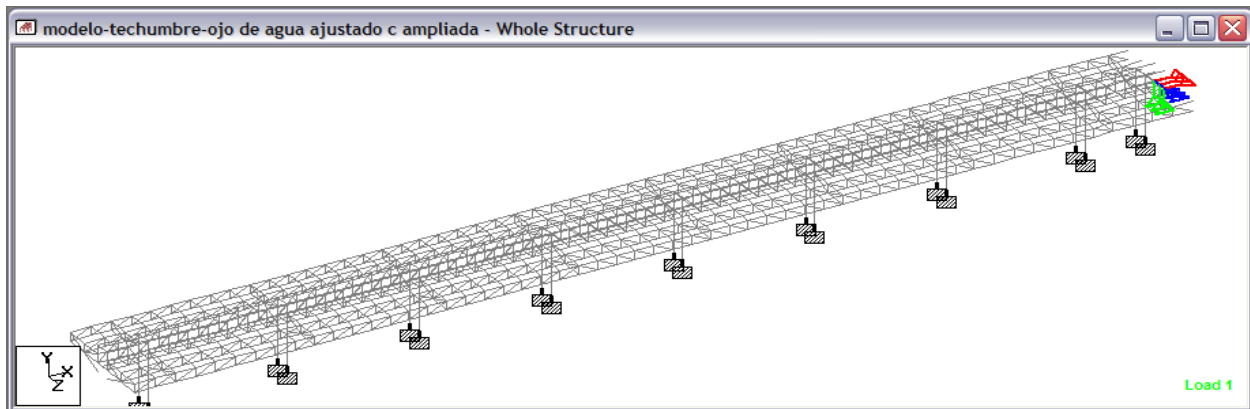


Fig. No. 4.8 Armadura para Techumbre y Paso para Peatones 3D

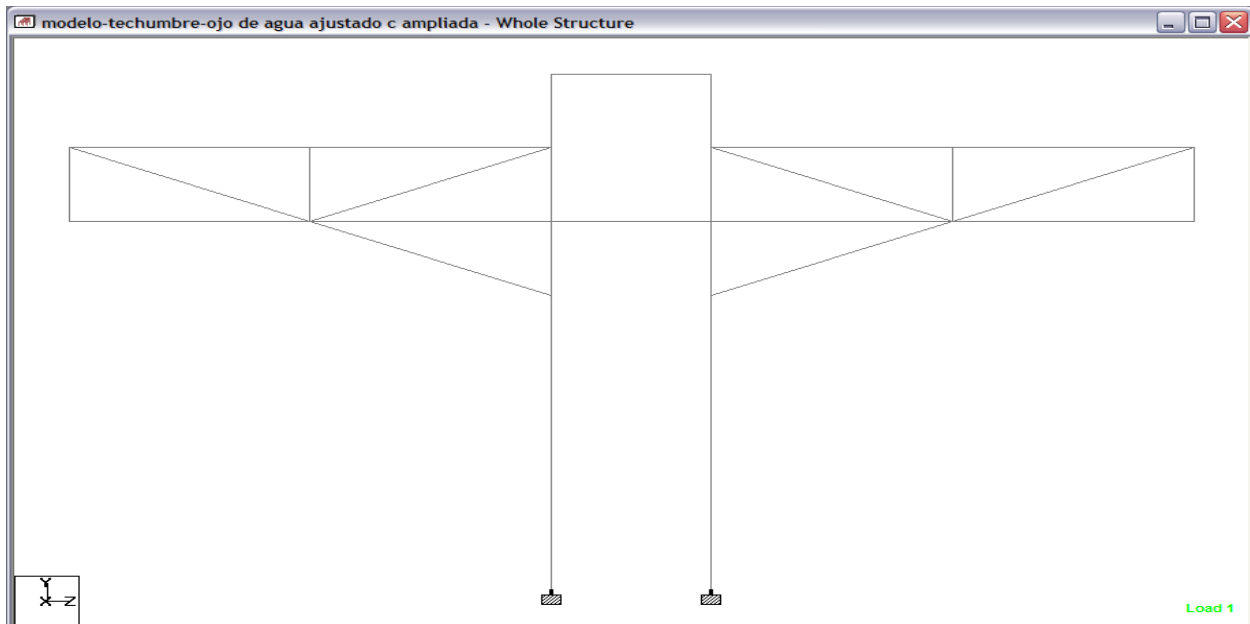


Fig. No. 4.9 Armadura para Techumbre y Paso para Peatones Vista Frontal



4.4.1. Materiales

Las características de los materiales considerados son:

Concreto clase I

Resistencia a la compresión del Concreto, $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad del Concreto, $E_c = 14000 \cdot \sqrt{250}$; $E_c = 221359.4 \text{ kg/cm}^2$

Este concreto se utilizará en todos los elementos de la estructura, inclusive en la zona de compresión de la losa.

Acero de refuerzo

Resistencia a la fluencia del acero, $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Módulo de Elasticidad del acero, $E_s = 2039000 \text{ kg/cm}^2$

Acero estructural.

Resistencia a la fluencia del acero, $F_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$.

Módulo de elasticidad del acero, $E_s = 2039000 \text{ kg/cm}^2$



4.4.2. Cargas sobre la estructura del Paso Inferior Peatonal y Techumbre

La estructura descrita anteriormente debe resistir los esfuerzos producidos por las cargas de servicio (CM y CV) y accidentales.

Cargas de servicio aplicadas a la cubierta:

Asignación de cargas muertas:

- La carga muerta aplicada a la estructura de la techumbre, en conjunto con el paso peatonal, está en función de los materiales a utilizar para su construcción y las cargas especificadas por la dependencia, correspondientes a las instalaciones especiales (véase fig. No 4.10).

Lámina pinto.....	5.0 kg/m ²
Instalaciones.....	10.0 kg/m ²
Largueros (montenes).....	3.58 kg/m
Acabados.....	10.0 kg/m ²
Instalaciones mayores.....	300.0 kg/m ²
Peso de losa.....	100.0 kg/m ²

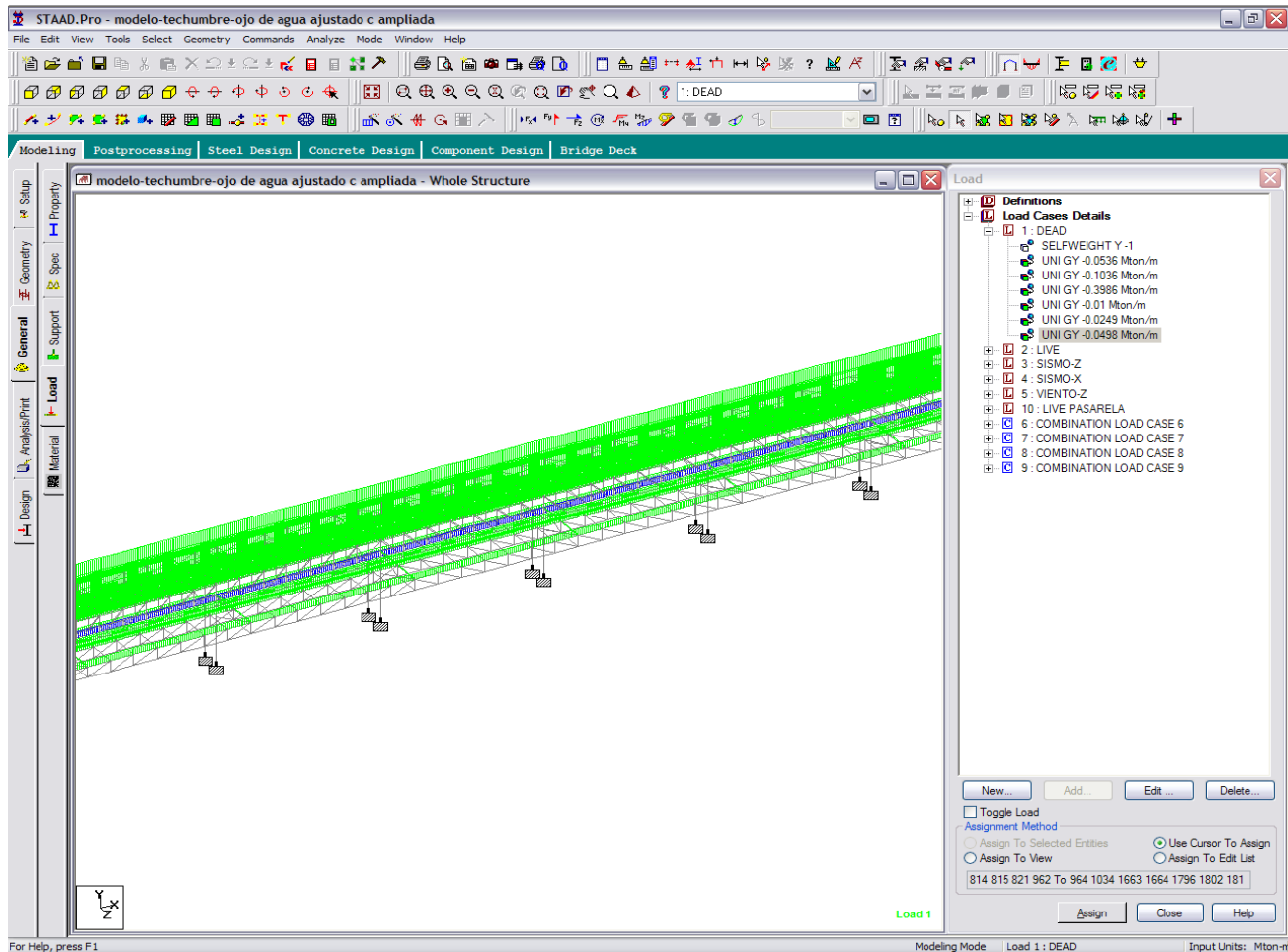


Fig. No. 4.10 Cargas Muertas aplicadas al Modelo



Las cargas aplicadas son las mismas que se aplicaron a las cargas muertas, pero multiplicadas por el ancho tributario correspondiente a cada elemento.

Asignación de cargas vivas:

- Para la carga de los pasos peatonales las normas indican que, para su diseño, se aplicará una carga de 350.00 kg/m². En el programa de cálculo en esta ocasión no se involucrará la placa de piso en el diseño como elemento estructural, sino únicamente como carga muerta. La carga viva se distribuirá en los elementos longitudinales inferiores. Las dos cuerdas de las armaduras principales y un elemento al centro colocado sobre elementos transversales de 2.37 m a todo lo largo del paso peatonal serán puestas para colocar la placa de piso. Los tres elementos longitudinales se encuentran separados entre si 1.00 m (véase fig. No 4.11).
- Debido a que la techumbre mantiene una pendiente menor al 5 % se considera una carga de 100.00 kg/m². Esta carga se aplicará según el ancho tributario correspondiente a la separación de las armaduras longitudinales de los volados de la techumbre.
- Para la carga viva utilizada se considera una carga viva instantánea en condiciones accidentales en el paso peatonal de 150.00 kg/m² y para la techumbre de 20.00 kg/m².

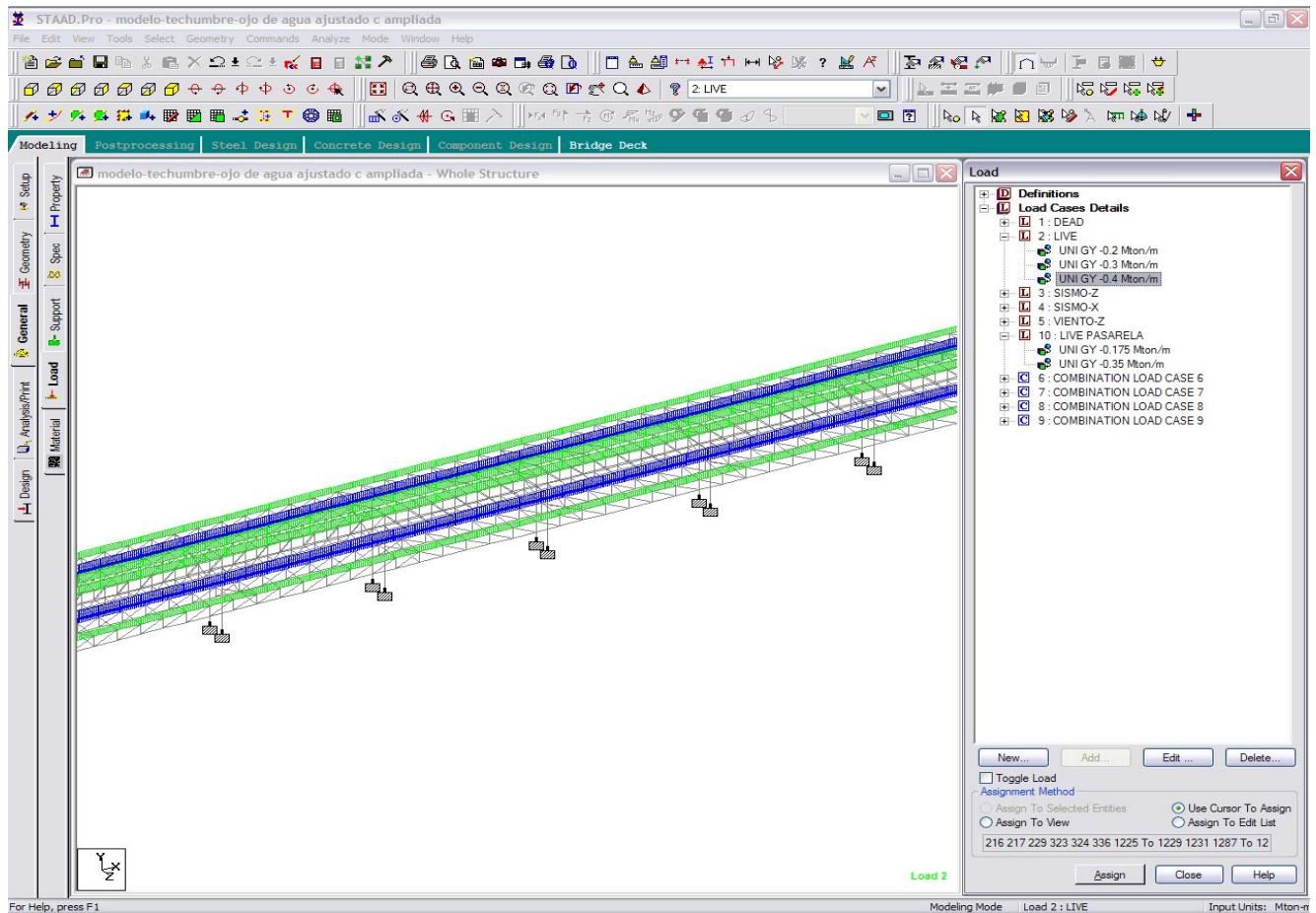


Fig. No. 4.11 Carga Viva Aplicada



Asignación de cargas accidentales.

- Se elaboró una revisión aplicando fuerzas de viento y sismo de manera Independiente en combinación cada una de ellas con las CM y la CV reducida por un factor de probabilidad.
- Cargas producidas por efectos de sismo (véase fig. No 4.12)
Factor de comportamiento $Q = 0.4$
Coeficiente $c..... 0.3$ considerando zona B con terreno tipo II.
- Esta estructura está considerada dentro del grupo A (edificación cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo y cuyo funcionamiento es esencial en una emergencia) Por lo que el coeficiente sísmico debe ser afectado por un factor de 1.5.

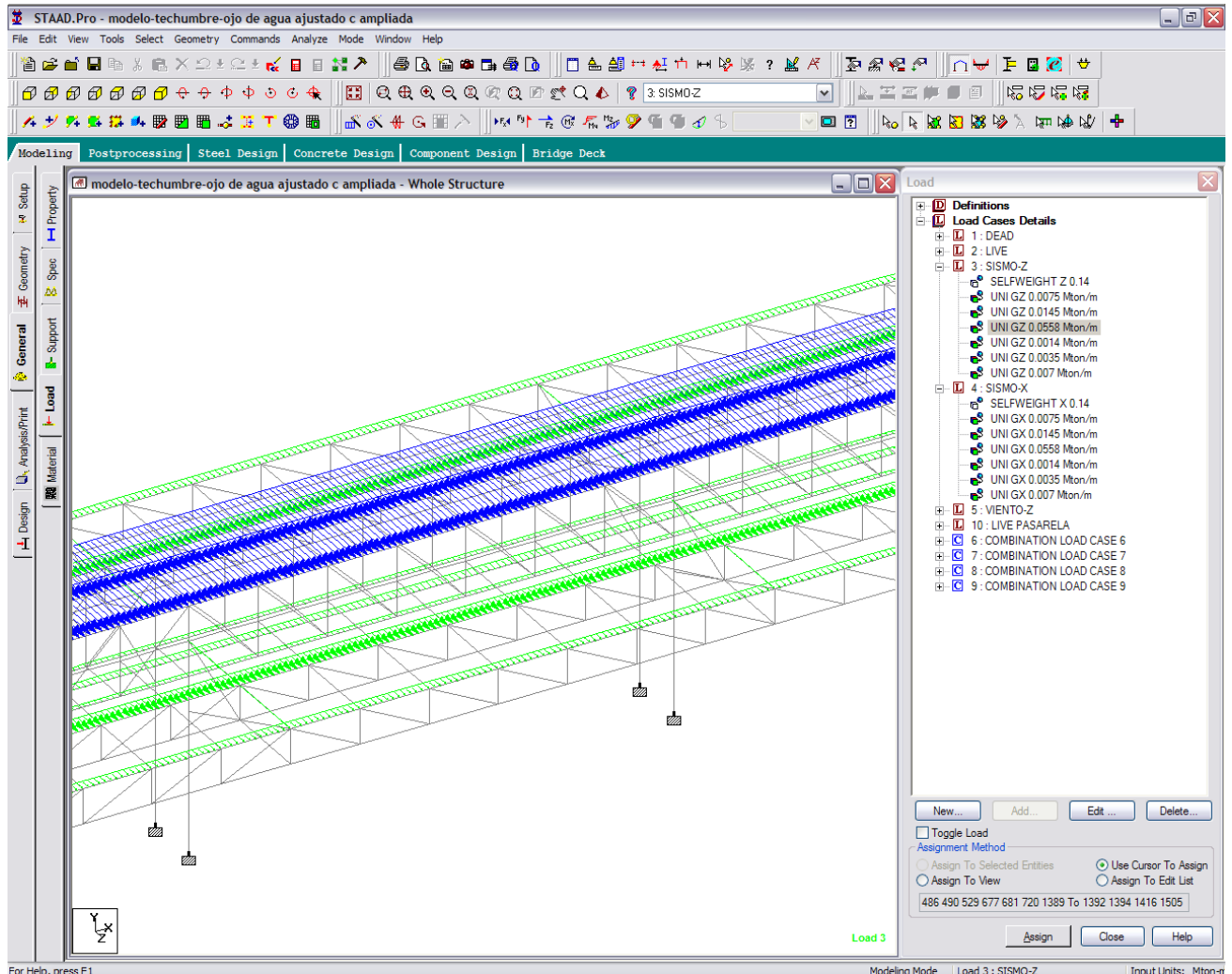


Fig. No. 4.12 Carga sísmica aplicada en el sentido Z



Cargas producidas por efectos de fuerzas Eólicas (véase fig. No 4.13 y 4.14)

Clasificación de la estructura según su importancia = A

Clasificación según su respuesta ante el viento = 1

VR = 128 km/h

Tr = 200 años

Frz = 1.115

Fa = 1.0035

Vd = 128.45 km/h

Qz = 63.57 kg/m²

Donde:

VR = Velocidad regional del viento

Tr = Periodo de retorno

Frz = Factor de variación de velocidad del viento

Fa = Fuerza total de arrastre en la dirección del viento (Kg)

Vd = Velocidad de viento de diseño

Qz = Presión dinámica de base a La altura Z

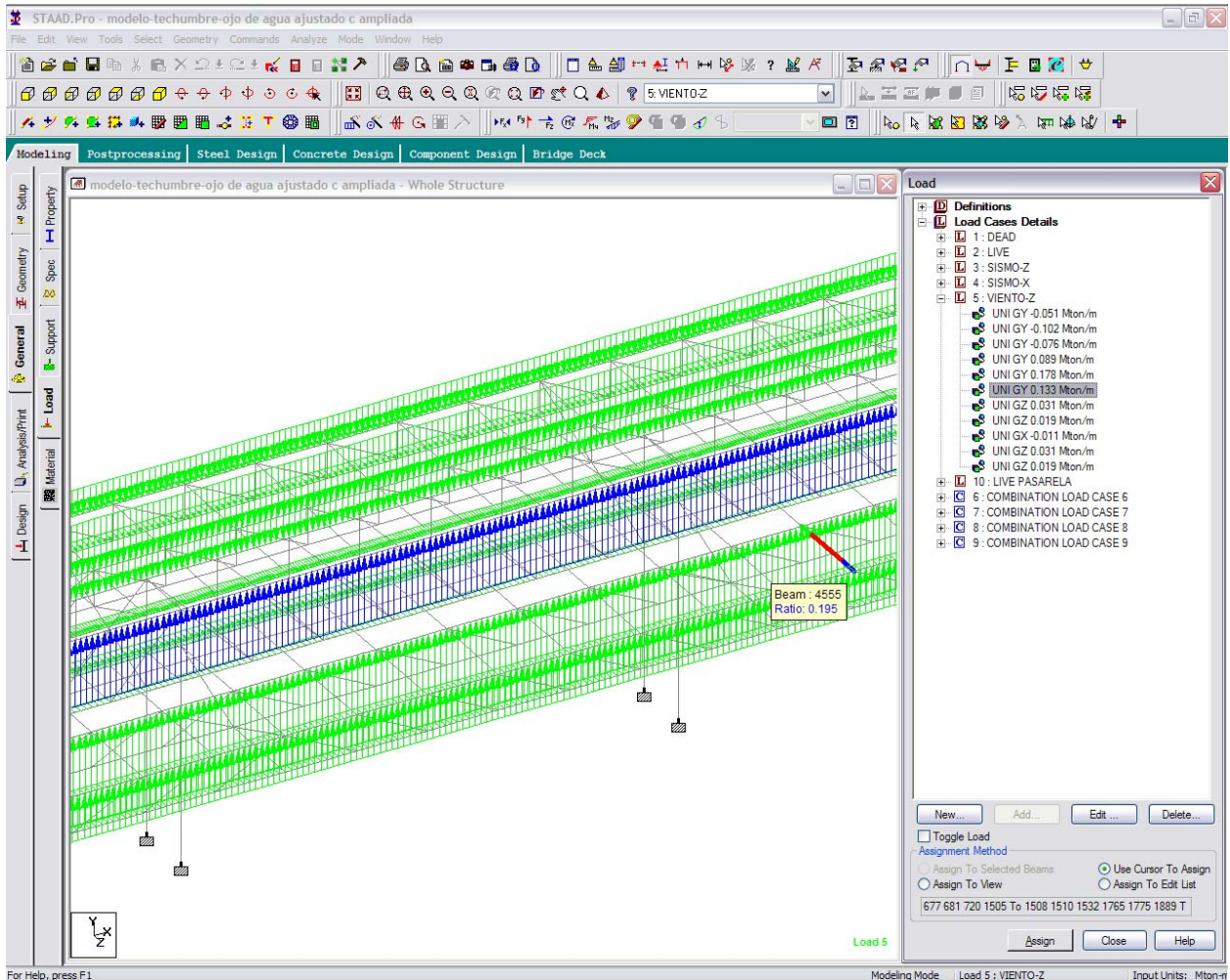


Fig. No. 4.13 Carga eólica aplicada al modelo

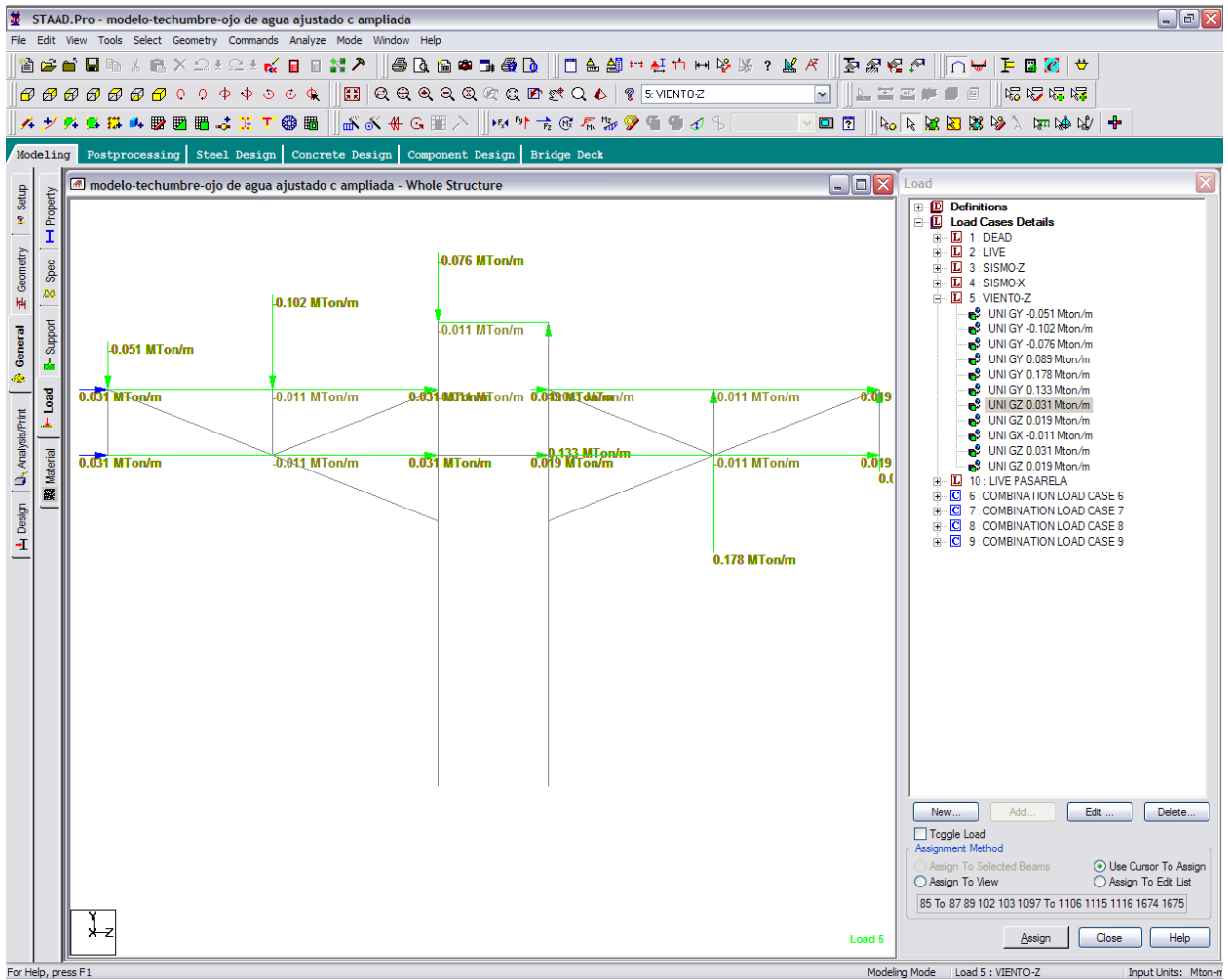


Fig. No. 4.14 Carga eólica aplicada al modelo (sección transversal)



Con respecto a las cargas de diseño se le aplicaron al modelo cuatro combinaciones distintas combinación 1 CM + CV , combinación 2 CM + Sx , combinación 3 CM + Sz y combinación 4 CM + V con el fin de diseñar para la condición crítica.

Structure Type		SPACE FRAME	
Number of Nodes	988	Highest Node	2335
Number of Elements	2273	Highest Beam	5449
Number of Basic Load Cases		8	
Number of Combination Load Case		4	
<i>Included in this printout are data for:</i>			
All	The Whole Structure		
<i>Included in this printout are results for load cases:</i>			
Type	L/C	Name	
Primary	1	DEAD	
Primary	2	LIVE	
Primary	3	SISMO-Z	
Primary	4	SISMO-X	
Primary	5	VIENTO-Z	
Primary	10	LIVE PASARELA	
Combination	6	COMBINATION LOAD CASE 6	
Combination	7	COMBINATION LOAD CASE 7	
Combination	8	COMBINATION LOAD CASE 8	
Combination	9	COMBINATION LOAD CASE 9	

Tabla 4.2 grupos de carga aplicados.

Combination Load Cases

Comb.	Combination L/C Name	Primary	Primary L/C Name	Factor
6	COMBINATION LOAD CASE 6	1	DEAD	1.50
		2	LIVE	1.50
		10	LIVE PASARELA	1.50
7	COMBINATION LOAD CASE 7	1	DEAD	1.10
		2	LIVE	0.77
		3	SISMO-Z	1.10
		4	SISMO-X	0.33
		10	LIVE PASARELA	0.52
8	COMBINATION LOAD CASE 8	1	DEAD	1.10
		2	LIVE	0.77
		3	SISMO-Z	0.33
		4	SISMO-X	1.10
		10	LIVE PASARELA	0.52
9	COMBINATION LOAD CASE 9	1	DEAD	1.10
		2	LIVE	0.77
		5	VIENTO-Z	1.10
		10	LIVE PASARELA	0.52

Tabla 4.3 Combinaciones de Carga aplicadas al modelo.

Tablas de datos de cargas y combinaciones que se introdujeron al programa de cálculo STAAD.Pro



Las propiedades, asignadas a los elementos que conforman las diferentes armaduras que forman el proyecto, se mostrarán en los resultados finales, ya que los elementos fueron cambiando de sección según fue necesario hasta llegar a la estructura óptima.

Se analizaron diferentes aspectos y condiciones de servicio; se obtuvieron los esfuerzos producidos a cada grupo de elementos en las diferentes condiciones de carga, para poder definir el perfil idóneo. Al hacer la aclaración que se definió el tipo de perfil con la siguiente agrupación de elementos con el fin de utilizar el menor número de éstos y simplificar la fabricación:

- En ménsulas se consideró el diseño de cada elemento que las compone.
- En las armaduras de paso peatonal se diseño, la cuerda superior, la cuerda inferior, diagonales y montantes diseñándose cada grupo con el elemento crítico.
- Cada una de las dos diferentes armaduras laterales de la techumbre se agruparon en cuerda superior e inferior, montantes y diagonales.
- En elementos transversales se agruparon en rigidizadores inferiores para paso peatonal, rigidizadores superiores para paso peatonal y rigidizadores transversales superiores para techumbre.

A continuación en las Fig 4.15, 4.16 y 4.17 se mostrarán algunos de los diagramas para observar las condiciones de carga definidas en el modelo, aclarando que el diseño de cada elemento se realizó considerando todas las combinaciones posibles y seleccionando la más desfavorable para cada elemento.

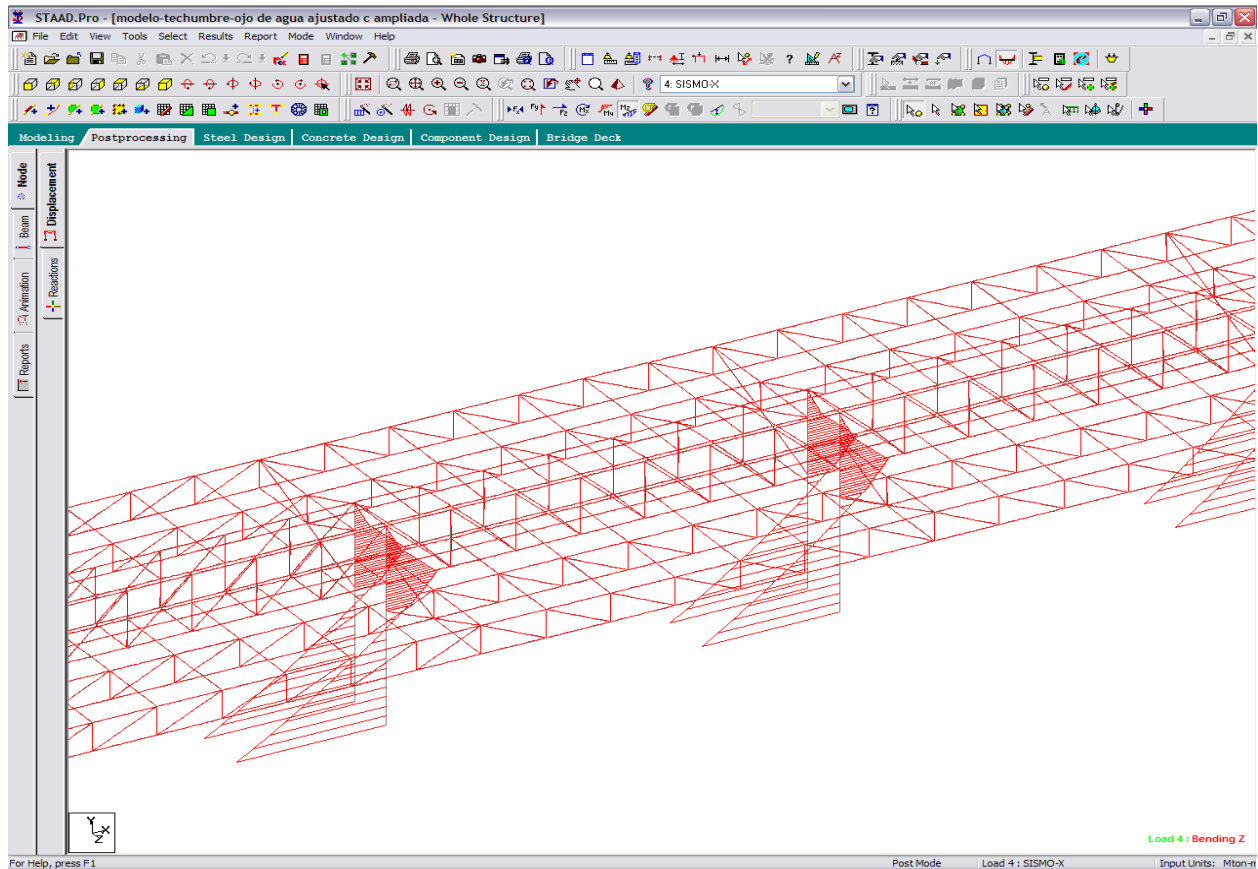


Fig. No. 4.15 Momento máximo por sismo en el sentido X

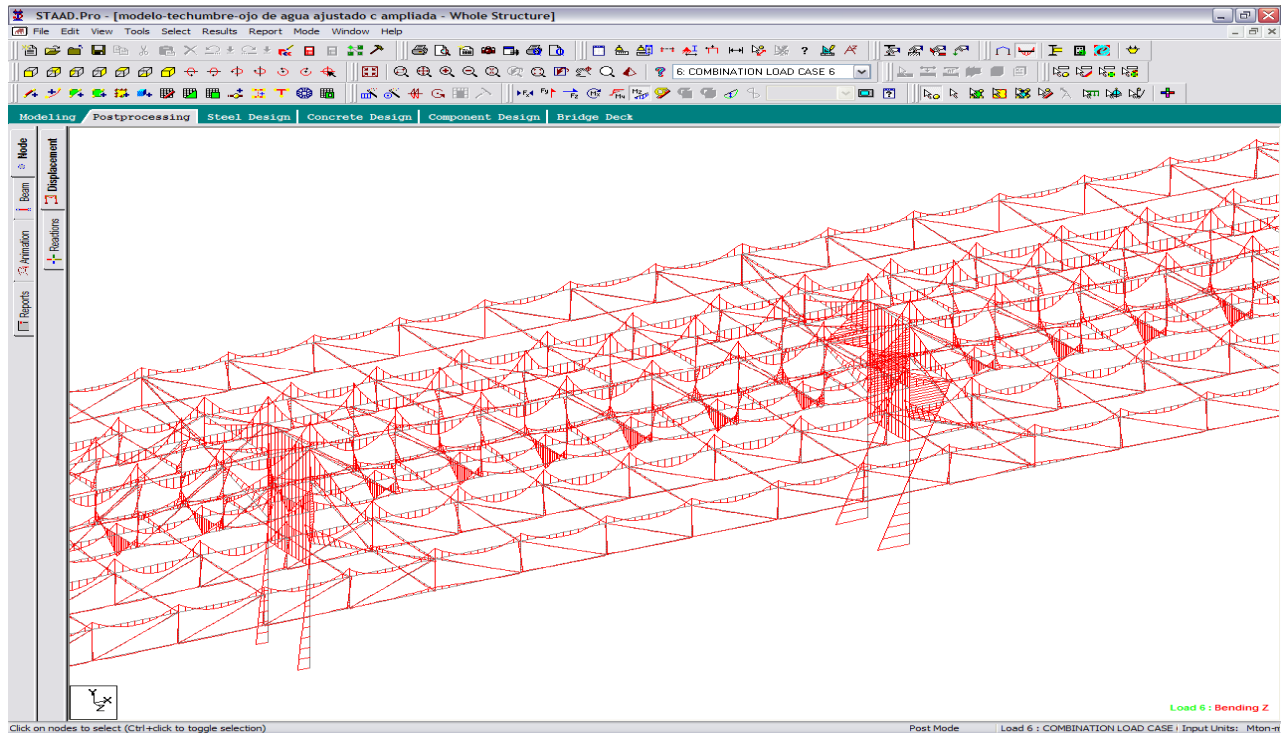


Fig. No. 4.16 Momento máximo por combinación de CV + CM.

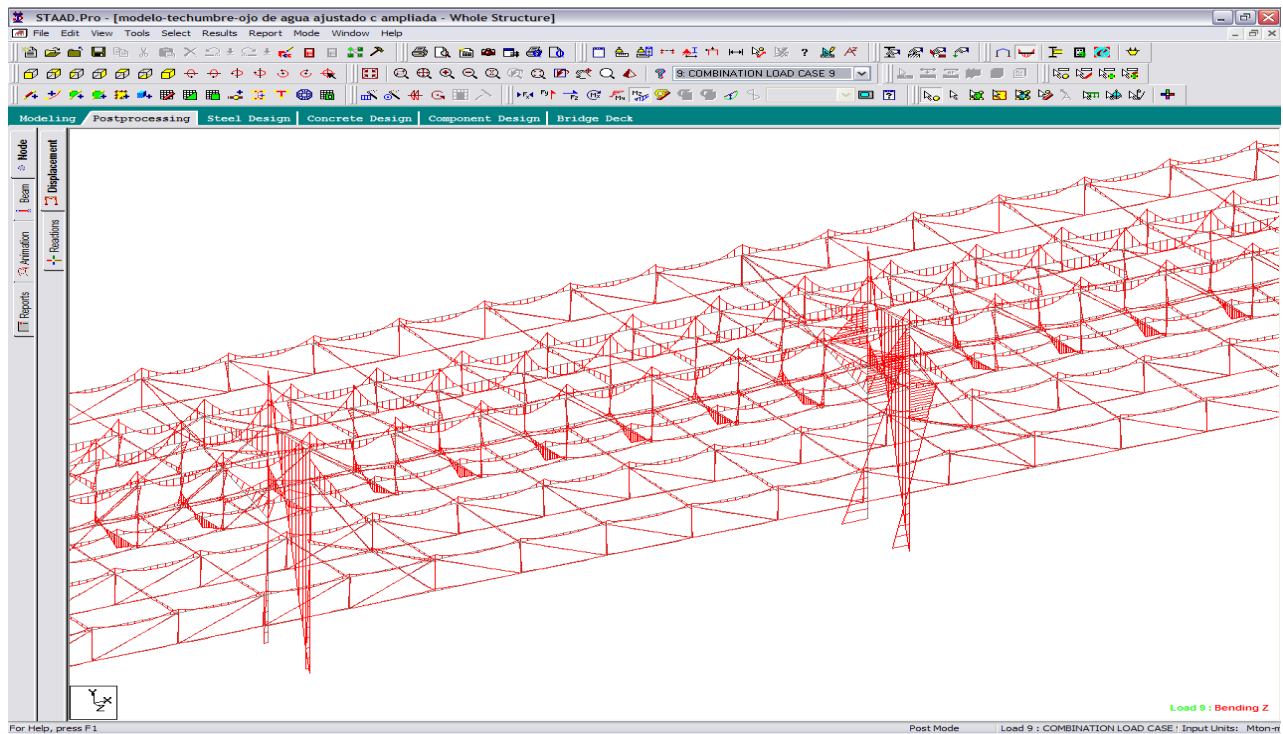


Fig. No. 4.17 Momento máximo por combinación de Cm + Viento Z.



Posterior al análisis de la estructura se consideran las diferentes combinaciones de carga y habiendo asignado a cada grupo de elementos las propiedades del perfil adecuado se revisó (check code) con el programa de cálculo utilizado para verificar que todos y cada uno de los elementos metálicos utilizados se encuentren trabajando dentro de los parámetros de diseño de este proyecto

En esta verificación se asignan tonalidades a los elementos según el porcentaje de esfuerzo al que están trabajando, considerando la envolvente de la estructura. En este caso sólo utilizaremos tres posibles porcentajes: cian para cuando el elemento se encuentra trabajando entre el 0 y el 75% de su esfuerzo máximo permisible; rojo cuando el elemento se encuentra trabajando entre el 75% y el 100 % de su esfuerzo máximo permisible; y morado al superar el 100 %.

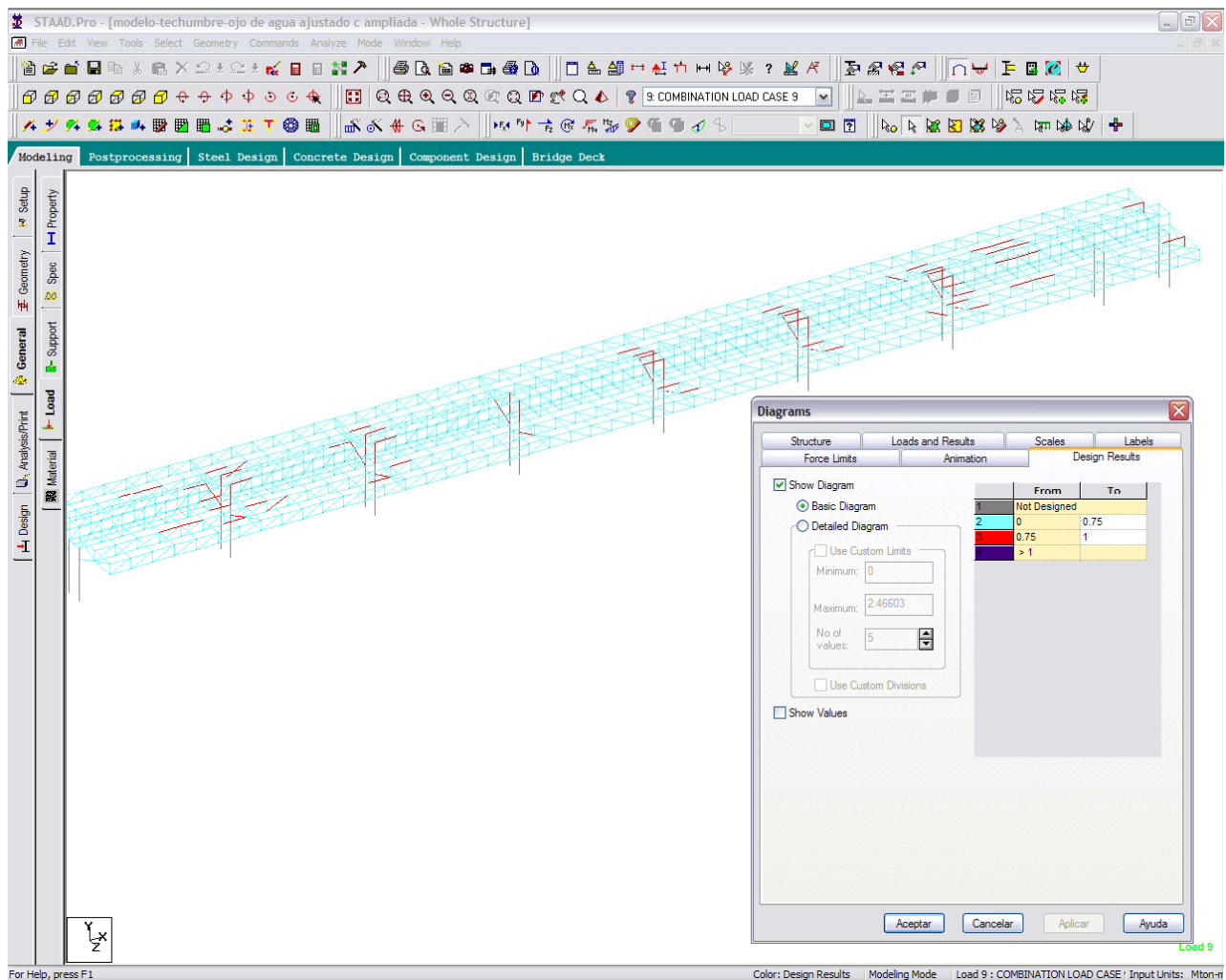


Fig. No. 4.18 Revisión del porcentaje de esfuerzo de cada elemento

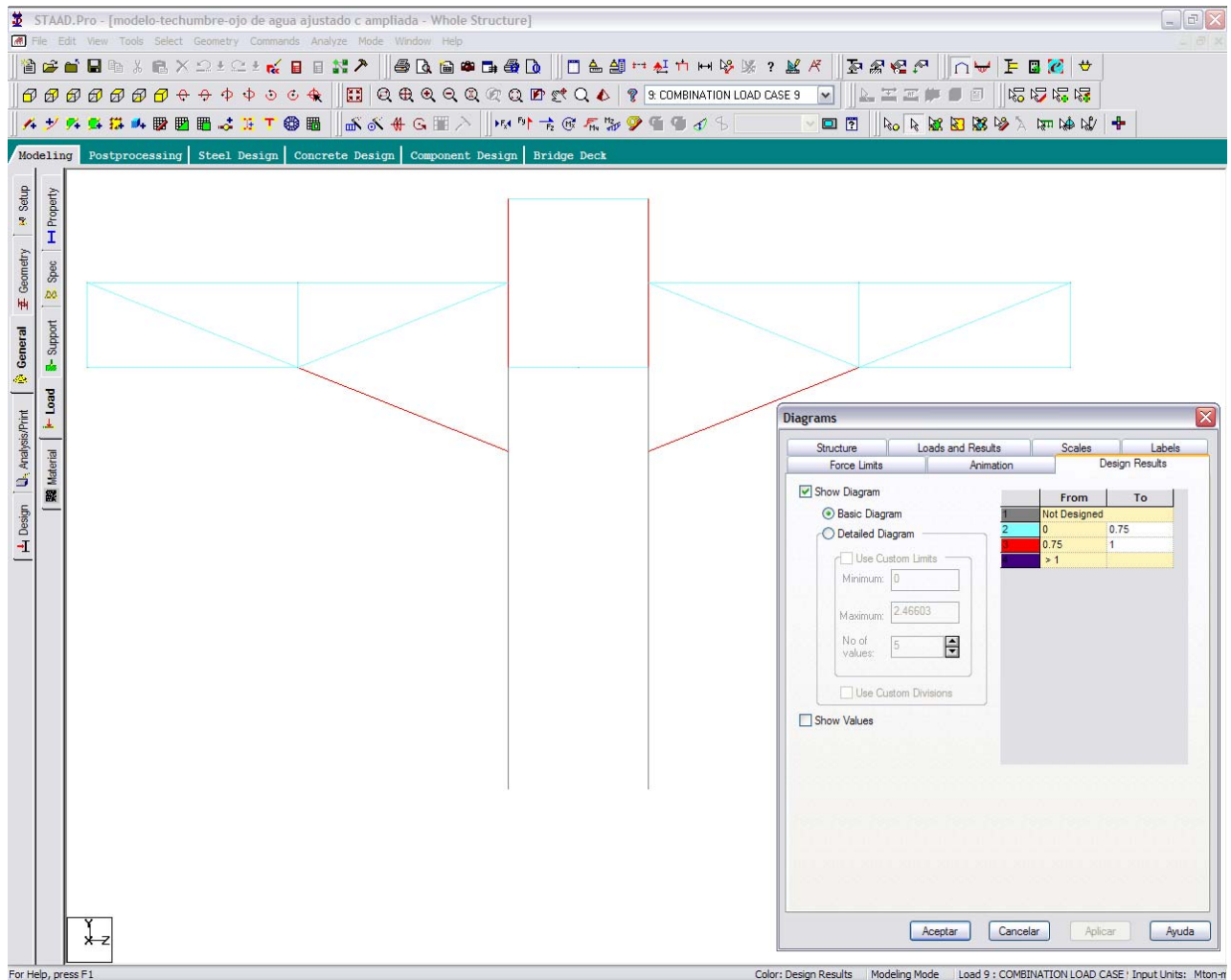


Fig. No. 4.19 Revisión del porcentaje de esfuerzo de cada elemento sección transversal

Como se puede observar en las figuras 4.18 y 4.19 todos los elementos metálicos se encuentran trabajando por debajo del 100% de su esfuerzo máximo permisible. La mayoría de ellos debajo del 75 %, esto nos hace pensar que la estructura y sus elementos cuentan con una sección mayor a la que realmente requiere pero la realidad es que la asignación final de los perfiles utilizados obedeció más a un análisis de deformaciones que a uno de esfuerzos.

Las longitudes de los claros entre apoyos los desplazamientos verticales tanto de la estructura del paso peatonal como de las estructuras de soporte de los volados de la techumbre indicaban deformaciones considerables en los modelos anteriores que utilizaban perfiles de menor tamaño y espesor.



Para el análisis de las deformaciones de la estructura se utilizó una herramienta del programa de cálculo, obteniendo los desplazamientos parciales o totales máximos para la condición de carga crítica o para cada una de ellas por separado representadas en las figs. No 4.20, 4.21, 4.22 y 4.23 y en las tablas No 4.4, 4.5 y 4.6.

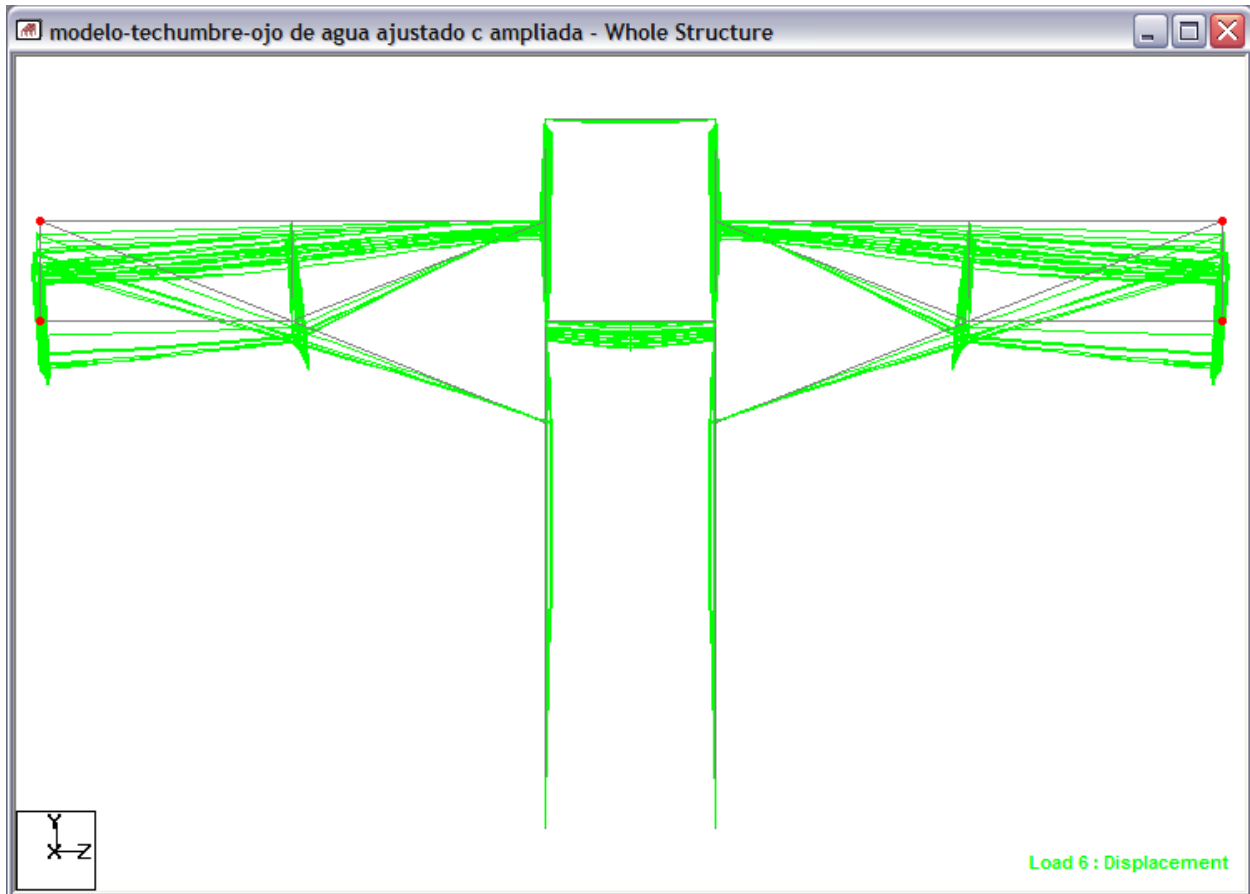


Fig. No. 4.20 Deformación en los nodos extremos de las ménsulas

Node	L/C	X-Trans mm	Y-Trans mm	Z-Trans mm	Absolute mm
23	7	5.251	-37.034	11.753	39.207
200	7	5.081	-36.978	18.836	41.809
2104	7	5.346	-36.632	11.649	38.81
2098	7	5.407	-36.578	18.646	41.41
1676	7	5.298	-35.646	11.8	37.92
1718	7	5.349	-35.59	18.622	40.522
740	7	5.218	-35.542	11.752	37.797
765	7	5.168	-35.487	18.551	40.375
2109	9	-0.541	-35.457	-5.637	35.906
1830	7	5.266	-35.447	11.682	37.692
1855	7	5.275	-35.391	18.457	40.262

Tabla No. 4.4 Deformaciones máximas verticales en los nodos extremos de las ménsulas

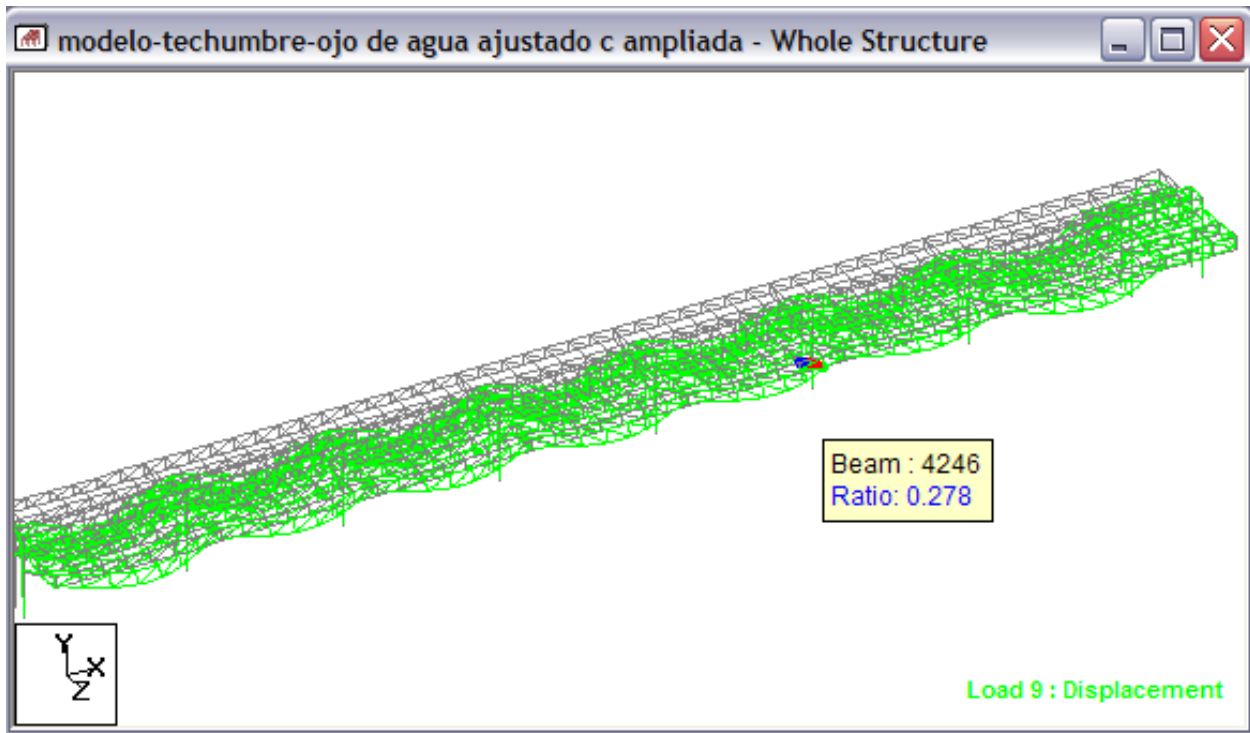


Fig. No. 4.21 Deformación de estructuras longitudinales

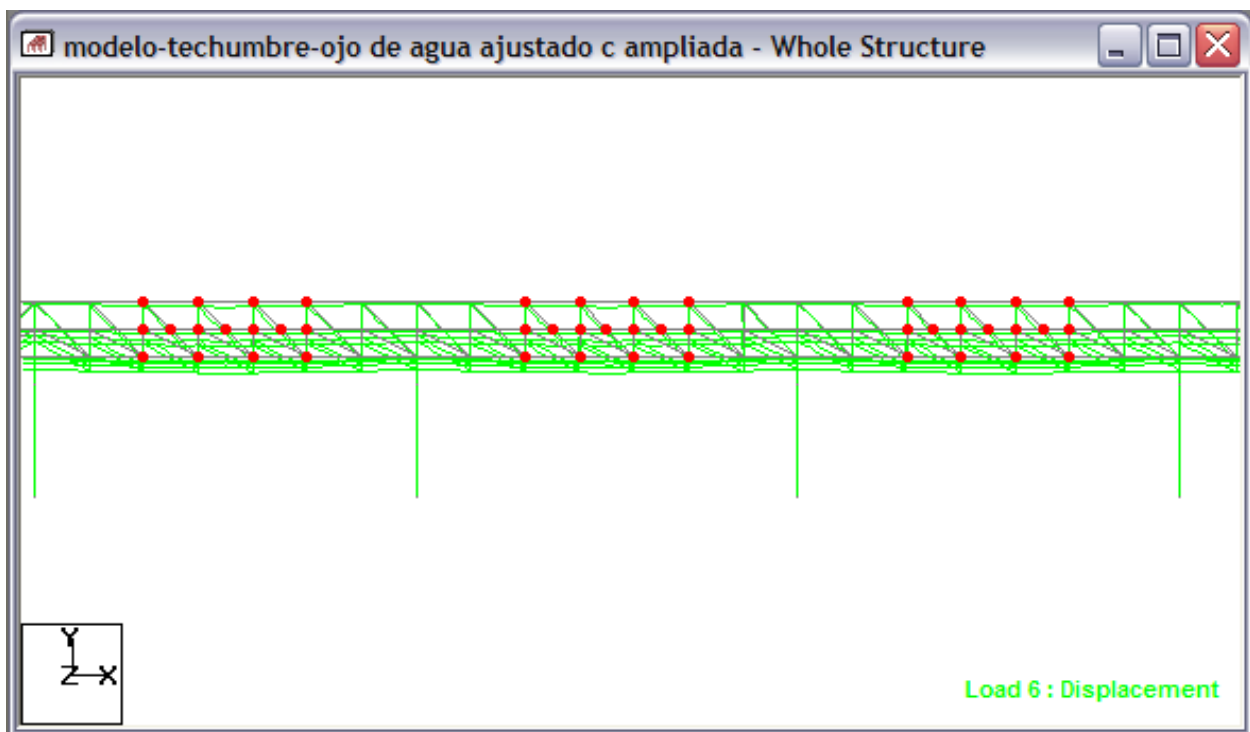


Fig. No. 4.22 Deformación de estructuras longitudinales detalle

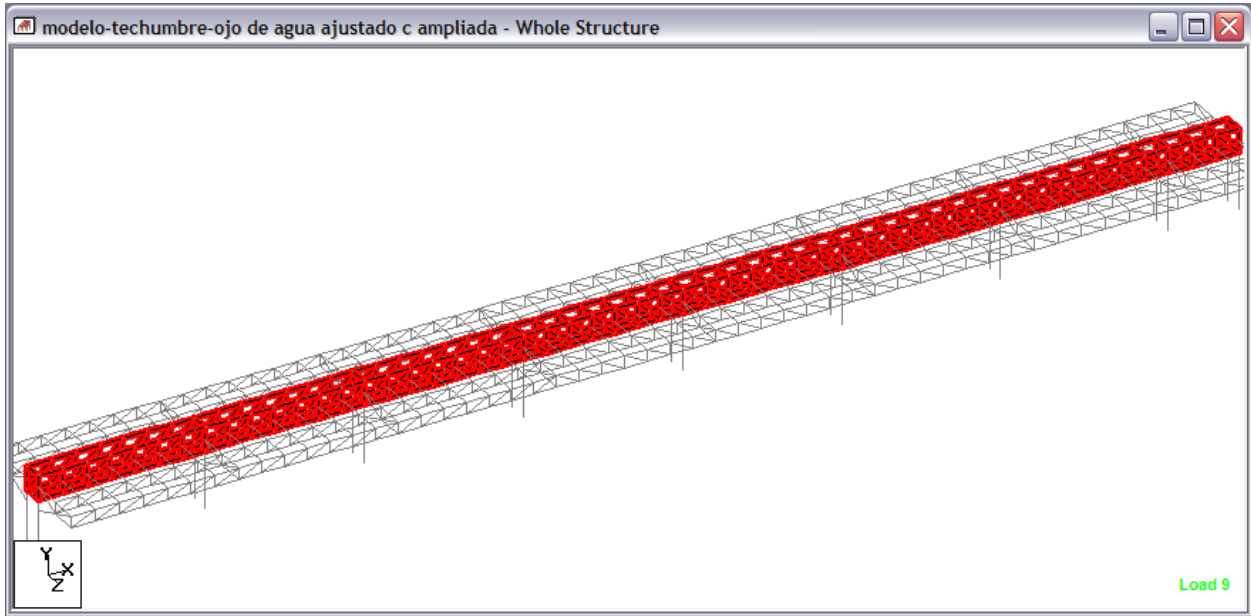


Fig. No. 4.23 Deformaciones de estructura para paso peatonal

Node	L/C	X-Trans mm	Y-Trans mm	Z-Trans mm	Absolute mm
1823	6	-0.202	-18.694	0	18.695
1822	6	-0.271	-18.363	0	18.365
733	6	0.534	-18.281	0	18.289
732	6	0.584	-17.998	0	18.008
1824	6	-0.128	-15.945	0	15.946
734	6	0.481	-15.571	0	15.578
1642	6	0.359	-15.103	0	15.107
1935	6	-0.26	-15.046	0	15.048
2048	6	-0.095	-15.031	0	15.031
1818	6	-0.316	-15.005	0	15.008
1644	6	0.339	-14.998	0	15.002
2050	6	-0.074	-14.936	0	14.936
1937	6	-0.266	-14.922	0	14.925
716	6	0.611	-14.744	0	14.757
845	6	0.541	-14.582	0	14.592
2221	6	-0.316	-14.538	0	14.542

Tabla No. 4.5 Deformaciones máximas verticales en armaduras para paso peatonal



Node	L/C	X-Trans mm	Y-Trans mm	Z-Trans mm	Absolute mm
213	6	0.701	-45.113	-3.328	45.241
139	6	0.701	-45.113	3.328	45.241
138	6	0.648	-45.029	6.15	45.452
212	6	0.648	-45.029	-6.15	45.452
1724	6	-0.542	-44.272	-3.353	44.402
1708	6	-0.542	-44.272	3.353	44.402
1707	6	-0.539	-44.194	5.881	44.587
1723	6	-0.539	-44.194	-5.881	44.587
211	6	1.351	-44.158	-3.248	44.298
137	6	1.351	-44.158	3.248	44.298
210	6	0.075	-44.135	-5.651	44.495
136	6	0.075	-44.135	5.651	44.495
1706	6	-1.128	-43.426	3.26	43.563
1722	6	-1.128	-43.426	-3.26	43.563
1705	6	-0.011	-43.41	5.395	43.744
1721	6	-0.011	-43.41	-5.395	43.744
213	7	5.604	-42.92	42.32	60.536
192	6	0.126	-42.893	-2.514	42.967
118	6	0.126	-42.893	2.514	42.967
212	7	5.408	-42.872	36.817	56.769
18	6	0.983	-42.748	6.137	43.198
20	6	0.983	-42.748	-6.137	43.198
139	9	0.213	-42.672	19.79	47.038

Tabla No. 4.6 Deformaciones máximas verticales en armaduras laterales

Para el análisis de los desplazamientos de la estructura se tomaron los siguientes parámetros de diseño:

4.4.3. Estados límites

El programa verifica la seguridad de las estructuras en relación con diferentes estados límites, según el título Sexto, capítulo III del Reglamento y en las Normas de Criterios y Acciones. Los estados límites considerados son:

Estado límite de falla.

Según dicta el Art. 4.1 de las Normas de Criterios y Acciones, se deberán considerar los siguientes valores para la comprobación del estado límite de desplazamientos:

Limitación de deflexión vertical:

$L/240+0.5\text{cm}$ para la flecha total y $L/480+0.3\text{cm}$ para la flecha activa, si existen elementos estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos. En voladizos, se duplican los límites anteriores.



Analizando la flecha total obtenemos elementos estructurales con posibilidad de sufrir daños bajo el elemento deformado.

Desplazamiento máximo para extremo de ménsula.

Longitud del claro en cantiliver = 600 cm.

$$L/240 = 2.5 \text{ cm}$$

$$L/240+0.5\text{cm} = 2.5 \text{ cm} +0.5 \text{ cm.} = 3 \text{ cm.}$$

$$2 (L/240+0.5\text{cm}) = 6 \text{ cm} = 60 \text{ mm.}$$

El desplazamiento máximo producido por los efectos de servicio es de 37.05 mm por lo que podemos considerarlo adecuado.

Desplazamiento máximo las armaduras longitudinales.

Longitud del claro = 1650 cm.

$$L/240 = 5.208 \text{ cm}$$

$$L/240+0.5\text{cm} = 5.208 \text{ cm} +0.5 \text{ cm.} = 5.70 \text{ cm} = 57.0 \text{ mm}$$

El desplazamiento máximo en las armaduras del paso peatonal producido por los efectos de servicio es de 18.7 mm por lo que se considera adecuado.

El desplazamiento máximo en las armaduras laterales para soporte de la techumbre producido por los efectos de servicio es de 45.11 mm que aunque es mucho mayor al de las estructuras principales sigue por debajo del máximo permisible al centro del claro.



Node	L/C	X-Trans mm	Y-Trans mm	Z-Trans mm	Absolute mm
631	7	2.058	-7.487	51.967	52.544
489	7	1.66	-7.003	51.926	52.422
1800	7	0.254	-8.015	51.777	52.394
1770	7	0.143	-6.992	51.339	51.814
482	7	2.078	-7.044	51.311	51.834
1793	7	-0.234	-7.997	51.246	51.866
1763	7	-0.307	-7.006	50.249	50.736
2227	7	0.463	-4.999	48.4	48.66
851	7	1.517	-4.999	48.389	48.67
1941	7	0.671	-5.244	48.33	48.618
2053	7	0.829	-5.278	48.217	48.512
1648	7	1.416	-5.334	48.21	48.525
1947	7	0.394	-5.933	48.112	48.478
853	7	1.763	-4.907	48.056	48.338
2233	7	0.236	-5.626	48.011	48.34
2059	7	0.547	-5.945	47.996	48.365
1650	7	1.694	-5.258	47.942	48.259
1652	7	1.47	-6.146	47.913	48.328
1943	7	0.384	-5.159	47.901	48.18
855	7	1.556	-5.842	47.899	48.279

Tabla No. 4.7 Deformaciones máximas horizontales

Limitación de deflexión horizontal:

La diferencia entre pisos consecutivos debido a las fuerzas cortantes equivalentes a un análisis sísmico no deberá exceder de 0.006 veces la diferencia de elevación correspondiente si existen elementos estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos.

Altura de entrepisos = 885 cm.

$0.006H = 5.31 \text{ cm} = 53.1 \text{ mm}$.

El desplazamiento máximo producido por los efectos de servicio es de 51.9 mm en el sentido Z (véase tabla 4.7), por lo que podemos considerar que el desplazamiento se encuentra por debajo del permisible.



4.4.4. Análisis de la subestructura

La estructura se moduló considerando dos tipos de material para su construcción: la superestructura de acero y la subestructura de concreto reforzado en su totalidad. La cimentación como se describió se considera superficial basándose en zapatas corridas por cada par de columnas con una profundidad de desplante de 2.25 m a partir del nivel de banqueta.

4.4.4.1. Análisis de columnas

Para el análisis de las columnas se consideran como elementos mecánicos las reacciones que nos arrojó el modelo realizado en el programa *Staad.Pro*, en este modelo se tomo el empotramiento en todos los apoyos de la estructura el nivel de cada apoyo es el 0 al ras de la superficie de rodamiento.

Considerando que el desplante de la zapata se encuentra a 2.25 m de profundidad a partir del nivel 0 por lo que las reacciones del modelo se tomarán como fuerzas y momentos aplicados en un punto.

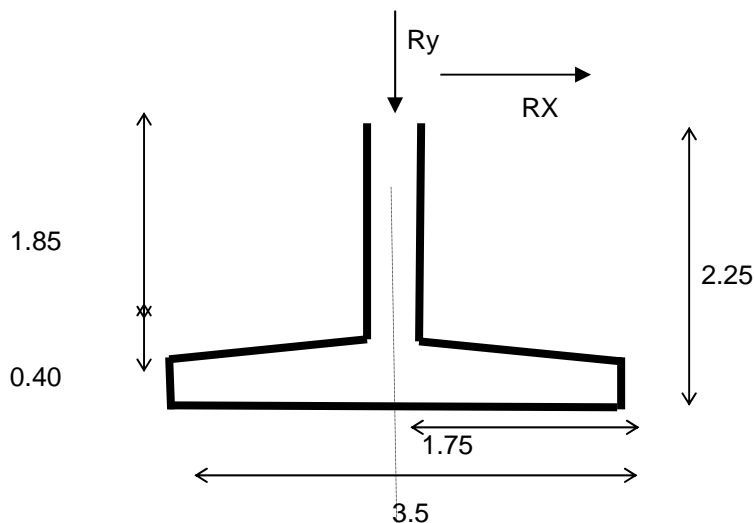
Para el diseño de la columna se analizaron los elementos mecánicos máximos últimos para las diferentes condiciones de carga y en los dos sentidos horizontales en que se aplican las fuerzas (X y Z) en todos los apoyos obteniendo como resultado lo siguiente:

Momentos para el cálculo del dado de cimentación y zapata aplicando cargas

Producidas por cargas de servicio

Reacciones máximas:

	Nodo 1681		Nodo 1679
Ry =	61.254 ton	Ry =	61.254 ton
Rx =	-12.640 ton	Rx =	12.640 ton
Mx =	-24.697 ton-m	Mz =	24.697 ton-m



Para elementos sujetos a flexo-compresión se verifica la combinación de *mínima* fuerza axial y *máximo* momento. $U = 1,1 (CM+CVd\pm Sx+0.3SZ)$

$$\begin{aligned} \sum u = & 0.00 \text{ Ton-m.} \\ Pu = & 122.51 \text{ Ton.} \end{aligned}$$



Para el cálculo de la columna se utilizará una reducción en la carga axial de 0.75 %

$$\begin{aligned} \sum M_u &= 48.08 \text{ Ton-m.} \\ P_u &= 45.94 \text{ Ton.} \\ \text{Siendo un } f'_c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ f^*_c &= 0,8(f'_c) = 200 \text{ Kg/cm}^2 \\ f^*_y &= 0,9(F_y) = 3600 \text{ Kg/cm}^2 \\ f''_c &= 0,85(f^*_c) = 170 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Constantes.

$$\begin{aligned} r_{\min} &= 2 + [2(2.54)] = 7.08 \text{ cm.} \approx 7.00 \text{ cm.} \\ D &= 60 \text{ cm.} \\ d &= 50 \text{ cm.} \\ d/D &= 0.83 \approx 0,85 \end{aligned}$$

$$K = \frac{P_u}{D^2 f''_c} \quad K = 0.0751$$

$$R = \frac{M_u}{f''_c D^3} \quad R = 0.1309$$

De las gráficas de diseño de columna, obtenemos;

$$\begin{aligned} q &= 0.40 \\ \rho &= q (f''_c / f^*_y) = 0.019 \\ \rho_{\max} &= 0,06 > \rho \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 53.41 \text{ cm}^2. \\ \text{Se colocaran 19 vars. Del \# 6 } a_s &= 54.53 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Estribos del # 4 como anillos circulares, con una separación de;

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 850 / (f_y)^{1/2} = 33.31 \text{ cm.} \\ S_{\max} &= 48\emptyset \text{ estribo} = 152.64 \text{ cm.} \\ S_{\max} &= \frac{1}{2} D = 30.00 \text{ cm.} \\ S_{\max} &= 60 \text{ cm.} \end{aligned} \quad \text{RIGE}$$

$$\begin{aligned} \text{Cortante en la columna} &= 12.640 \text{ Ton.} \\ V_u &= 16.432 \text{ Ton.} \\ V_{CR} &= 15.975 \text{ Ton.} \\ V_d &= 0.46 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Usando estribos del \# 4 con } A_s &= 1.27 \text{ cm}^2. \\ \text{numero de ramas} &= 2 \\ \text{separación de estribos} &= 1333.91 \end{aligned}$$

No se requiere refuerzo por cortante

Se usarán estribos del # 4C @ 30 cm en cada extremo.



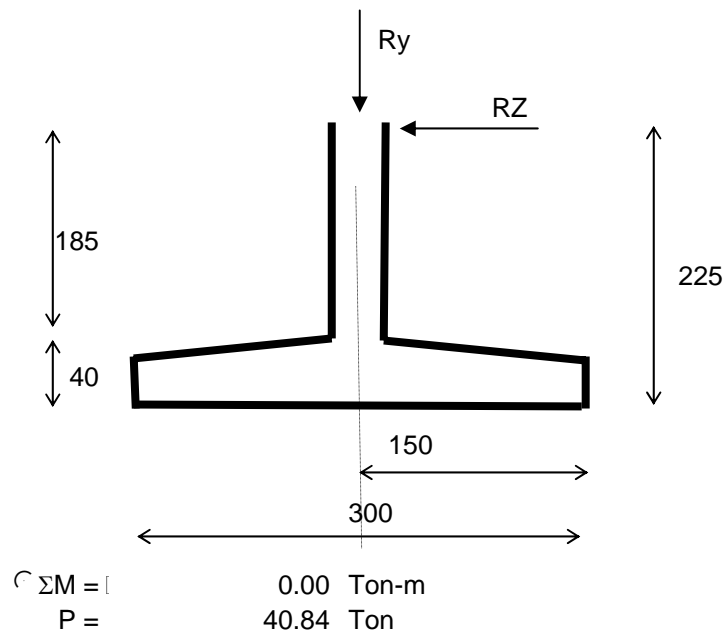
4.4.4.2. Análisis de la cimentación

Para el análisis de la cimentación se elaboraron dos corridas del modelo de la techumbre, la primera considerando las cargas tanto de servicio como accidentales sin factorizar. Para obtener los esfuerzos producidos en el terreno por la cimentación y obtener las dimensiones de la zapata y la segunda considerando las cargas factorizadas para obtener los elementos mecánicos sobre la cimentación.

Momentos para el cálculo del dado de cimentación y zapata z-1 cargas de servicio sin factorizar para obtención de esfuerzos en el terreno.

Reacciones máximas:

Ry =	40.84 ton	Nodo 1681
Rz =	0 ton	Combinación de CV + CM
Mx =	0 ton-m	
Ry =	40.84 ton	Nodo 1679
Rz =	0 ton	Combinación de CV + CM
Mx =	0 ton-m	

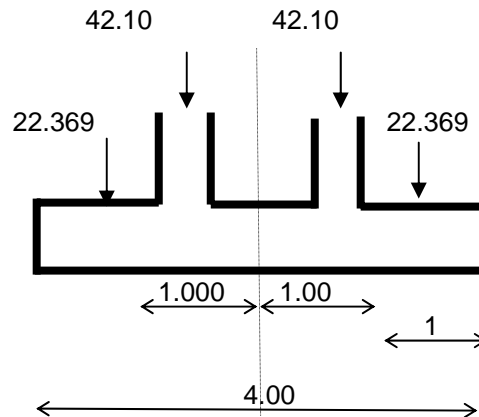




4.4.4.3. Diseño de la zapata

$$W_{TOTAL} = 81.68 \text{ Ton.}$$

$$\sum M_s = 0.00 \text{ Ton-m.}$$



$$\sum M_{ACT} = 0.00 \text{ Ton-m.}$$

$$\sum M_{EST} = 0.00 \text{ Ton-m.}$$

$$\sum M_{RES} = 0.00 \text{ Ton-m.}$$

$$f_{tu} = 50 \text{ Ton/m}^2$$

$$Az = \frac{1,3 P_{tu}}{f_{tu}} = 1.642 \text{ m}^2$$

$$L = (Az / 0,6)^{1/2} = 1.654 \text{ m.}$$

$$L = 3.50 \text{ m.}$$

$$B = 4.00 \text{ m.}$$

$$D_f = 0.40 \text{ m.}$$

$$w = 13.44 \text{ Ton.}$$

$$W_{dados} = 2.58 \text{ Ton.}$$

REVISIÓN DE ESFUERZOS EN EL TERRENO.

$$f = \frac{(P + W)_u}{B \times L} \pm \frac{M_u}{S}$$

$$S = \frac{L \cdot B^2}{6} = 9.33 \text{ m}^3.$$

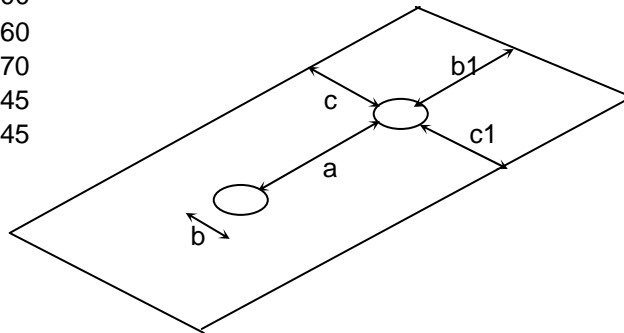
$$f_1 = 10.17 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_2 = 10.17 \text{ Ton/m}^2$$

Presiones de contacto.



$$\begin{aligned}
 a &= 2.00 \\
 b &= 0.60 \\
 b_1 &= 0.70 \\
 c &= 1.45 \\
 c_1 &= 1.45
 \end{aligned}$$

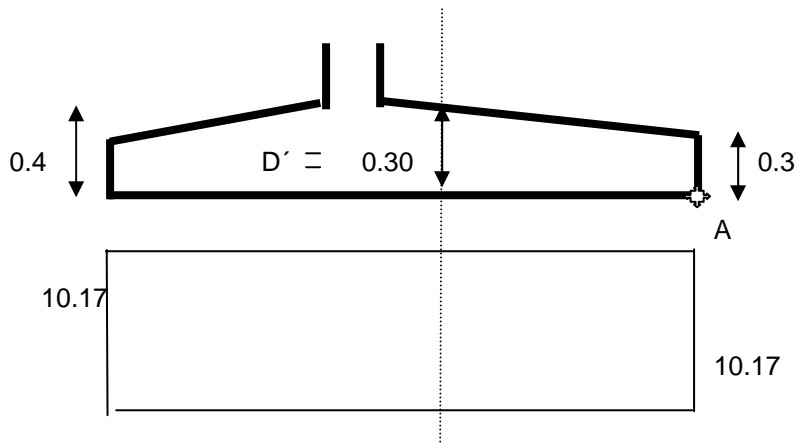


MOMENTOS ACTUANTES EN LA ZAPATA.

$$f = \frac{(P + W)_u}{B \times L} \pm \frac{Mu_x}{S}$$

$$S = \frac{B \cdot L^2}{6} \qquad S = 9.33 \quad \text{m}^3.$$

$$\begin{aligned}
 f_1 &= 10.17 \text{ Ton/m}^2 \\
 f_2 &= 10.17 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$



Por lo tanto el dimensionamiento de la zapata es adecuado ya que no excede los esfuerzos permisibles de contacto en el terreno para cargas estáticas.

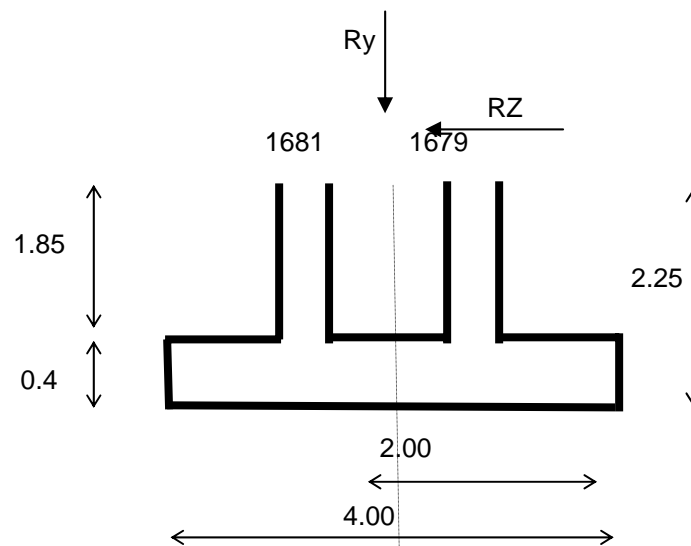


Momentos para el cálculo del dado de cimentación y zapata aplicando cargas accidentales sin factorizar para obtención de esfuerzos en el terreno.

Reacciones máximas:

Ry = 29.447 ton Nodo 1681
Rz = -9.282 ton Combinación de CV + CM + SIS Z
Mx = -26.493 ton-m

Ry = 35.215 ton Nodo 1679
Rz = 4.167 ton Combinación de CV + CM + SIS Z
Mx = -0.215 ton-m



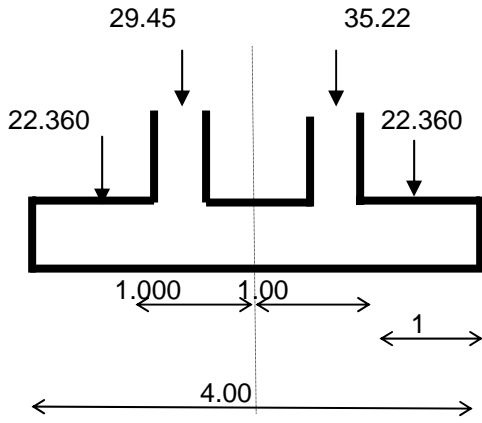
$\sum M$ Actuantes = [-38.22 Ton-m
 $\sum M$ Estáticos = [5.77 Ton-m
P = 64.66 Ton



DISEÑO DE LA ZAPATA.

$$W_{TOTAL} = 64.66 \text{ Ton.}$$

$$\sum M_s = -38.22 \text{ Ton-m.}$$



$$\sum M_{ACT} = -38.22 \text{ Ton-m.}$$

$$\sum M_{EST} = 5.77 \text{ Ton-m.}$$

$$\sum M_{RES} = 32.45 \text{ Ton-m. Absoluto}$$

$$L = 3.50 \text{ m.}$$

$$B = 4.00 \text{ m.}$$

$$Df = 0.40 \text{ m.}$$

$$w = 13.44 \text{ Ton.}$$

$$w \text{ dados} = 2.58 \text{ Ton.}$$

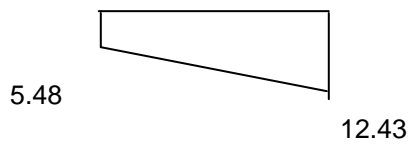
REVISIÓN DE ESFUERZOS EN EL TERRENO.

$$f = \frac{(P + W)_u}{B \times L} \pm \frac{Mu}{S}$$

$$S = \frac{L \cdot B^2}{6} \quad S = 9.33 \text{ m}^3$$

$$f_1 = 12.43 \text{ Ton/m}^2$$

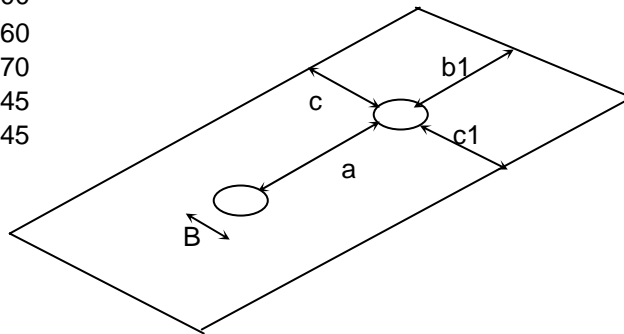
$$f_2 = 5.48 \text{ Ton/m}^2$$



Presiones de contacto



$$\begin{aligned}
 a &= 2.00 \\
 b &= 0.60 \\
 b_1 &= 0.70 \\
 c &= 1.45 \\
 c_1 &= 1.45
 \end{aligned}$$

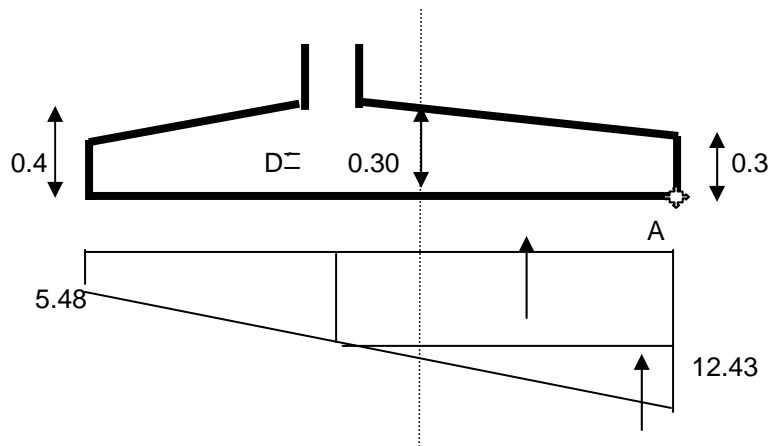


MOMENTOS ACTUANTES EN LA ZAPATA

$$f = \frac{(P + W)_u}{B \times L} \pm \frac{Mu}{S}$$

$$S = \frac{B \cdot L^2}{6} \qquad S = 9.33 \text{ m}^3.$$

$$\begin{aligned}
 f_1 &= 5.48 \text{ Ton/m}^2 \\
 f_2 &= 12.43 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$



Por lo tanto el dimensionamiento de la zapata es adecuado, ya que no excede los esfuerzos permisibles de contacto en el terreno para cargas dinámicas.

Una vez obtenidas las dimensiones de la zapata de cimentación y verificando que ésta no rebase los esfuerzos permisibles máximos en el terreno procedemos con diseño de la zapata, para ello se llevarán a cabo dos revisiones: el primero considerando únicamente los elementos mecánicos de la reacción producida por las cargas de servicio factorizadas en los apoyos del modelo de la estructura y el segundo análisis considerando las cargas accidentales, también factorizadas con el fin de diseñar la zapata para la condición crítica.



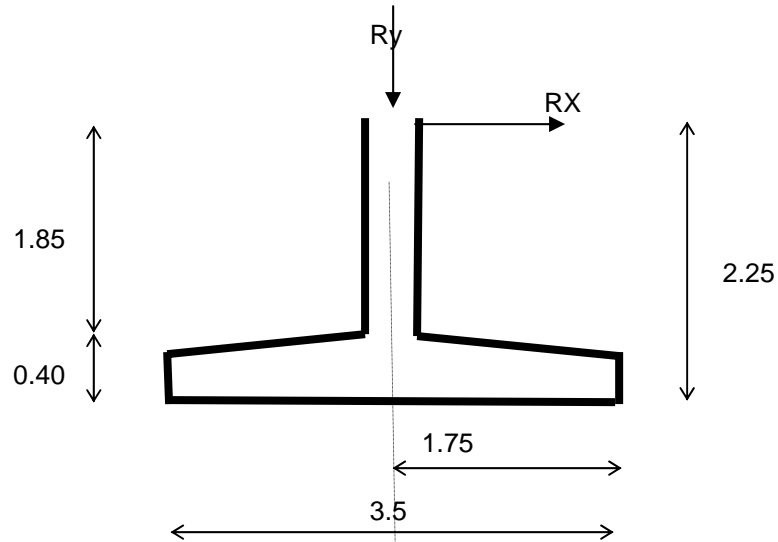
Reacciones máximas:

Nodo 1681

Ry = 61.254 Ton
 Rx = -12.640 Ton
 Mx = -24.697 ton-m

Nodo 1679

Ry = 61.254 ton
 Rx = 12.640 ton
 Mz = 24.697 ton-m

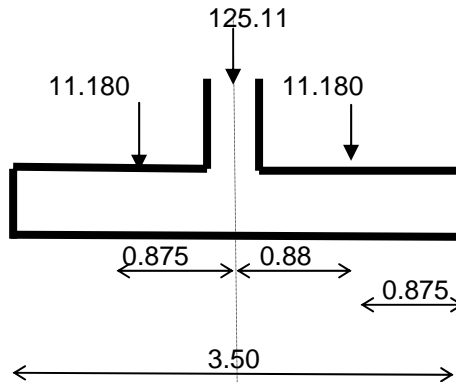


Para elementos sujetos a flexo compresión se verifica la combinación de mínima fuerza axial y máximo momento. $U = 1,5 (CM+CVm)$

$\sum M u = [0.00 \text{ Ton-m.}$
 $Pu = 122.51 \text{ Ton.}$

DISEÑO DE LA ZAPATA.

$W_{TOTAL} = 123.85 \text{ Ton.}$
 $\sum M s = [0.00 \text{ Ton-m.}$



$\sum M_{ACT} = [0.00 \text{ Ton-m.}$
 $\sum M_{EST} = [0.00 \text{ Ton-m.}$
 $\sum M_{RES} = [0.00 \text{ Ton-m.}$



L =	4.00 m.
B =	3.50 m.
Df =	0.40 m.
w =	13.44 Ton.
w col dado =	1.36 Ton.

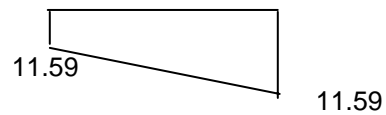
REVISIÓN DE ESFUERZOS EN EL TERRENO.

$$f = \frac{(P + W)_u}{B \times L} \pm \frac{Mu}{S}$$

$$S = \frac{L \cdot B^2}{6} \qquad S = 8.17 \text{ m}^3$$

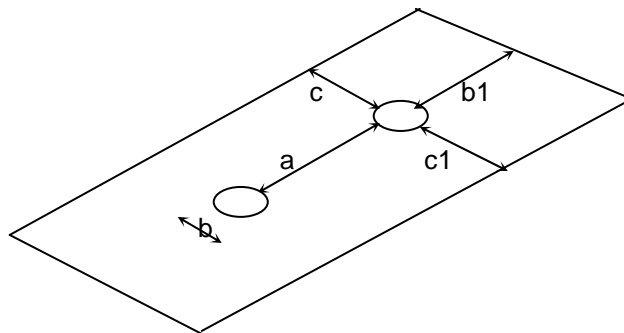
$$f_1 = 11.59 \text{ Ton/m}^2$$

$$f_2 = 11.59 \text{ Ton/m}^2$$



Presiones de contacto.

- a = 1.40
- b = 0.60
- b1 = 0.70
- c = 1.45
- c1 = 1.45





MOMENTOS ACTUANTES EN LA ZAPATA.

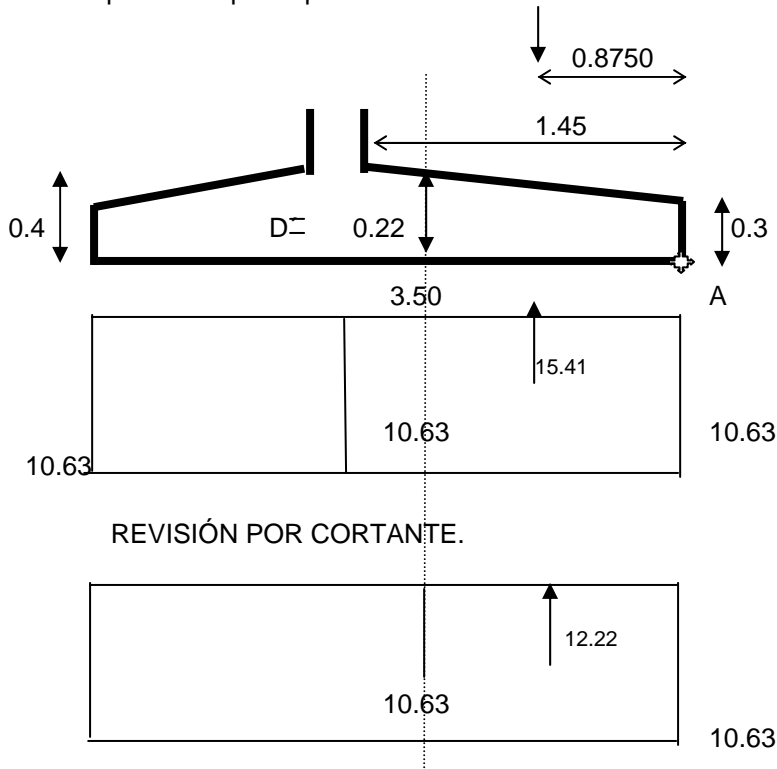
$$f = \frac{(P + W)_u}{B \times L} \pm \frac{Mu}{S}$$

$$S = \frac{B \cdot L^2}{6} \quad S = 8.17 \quad m^3.$$

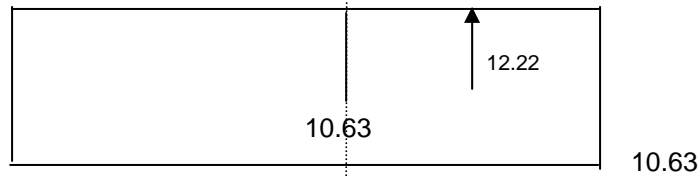
$$f_1 = 10.63 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$f_2 = 10.63 \quad \text{Ton/m}^2$$

Fuerza producida por el peso del relleno = 2.15 ton



REVISIÓN POR CORTANTE.



A) Como plano de falla.

$$Vu = 10.07 \quad \text{ton/m}$$

$$Vc = .53 \sqrt{f'c} * Ac = 18.49 \quad \text{ton/m}$$

B) Por penetración

$$\text{Perímetro de falla} = 2827.43 \quad \text{cm}$$

$$\text{Peralte de falla} = 26.03448276 \quad \text{cm}$$

$$\text{Área de falla} = 73610.77 \quad \text{cm}^2$$

$$P \text{ grupo 1} = 125.11 \quad \text{ton}$$

$$Pu = 162641.08 \quad \text{Kg}$$

$$Vu = Pu/A. \text{ de falla} = 2.21 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$Vc = 8.38 \quad \text{kg/cm}^2$$

por lo tanto si pasa por cortante



MOMENTO LONGITUDINAL

$d = 30 \text{ cm}$

$M_{ML} = 9.939 \text{ Ton-m}$

$A_{SL} = 20.451 \text{ cm}^2$

Usando varillas del # 4 con $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Con una separación de 15.00 cm .

$A_s = 8.47 \text{ cm}^2$

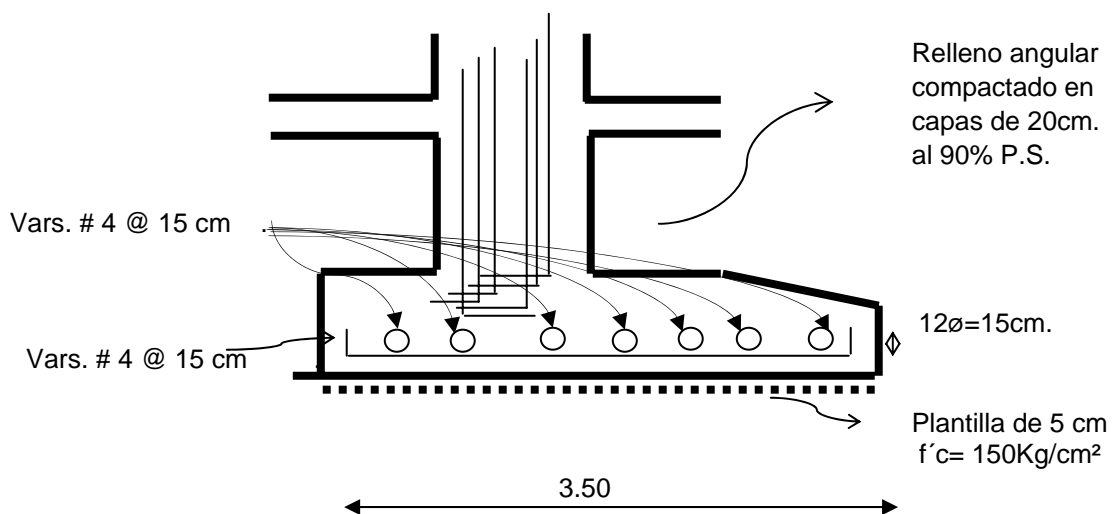
$a = \frac{A_s F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 1.67 \text{ cm}$ $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.002822222$

$q = \frac{\rho f_y}{f'_c} = 0.06972549$

$MUR = FR \cdot A_s \cdot F_y \cdot (d - a/2)$
 $MUR = 933342.0649 \text{ Kg-cm}$
 $MUR = 9.333 \text{ Ton-m}$

F.S.=MUR/M act = **1.0330** Lado L.

Correcto ya que las cargas utilizadas ya están factorizadas

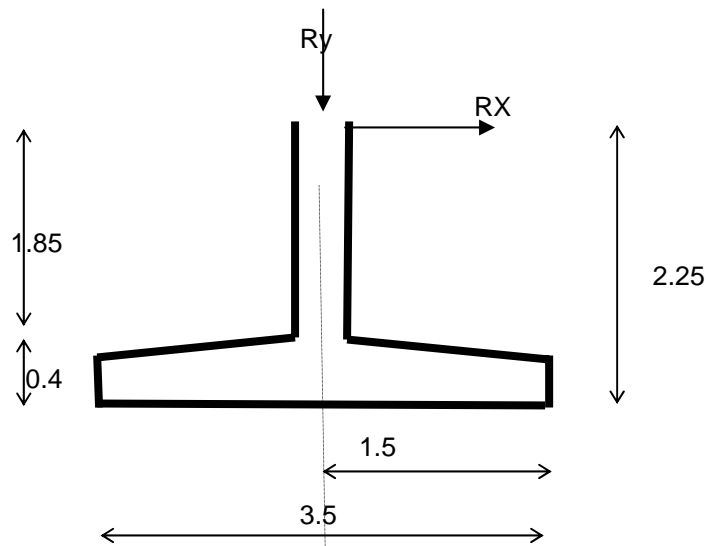




Revisión de esfuerzos en el terreno producidos por cargas accidentales factorizadas aplicadas a la estructura.

Para la revisión en la condición de trabajo con cargas accidentales se revisaron las reacciones en el modelo por efectos de viento y sismo ambos aplicados en el sentido del eje X que en este caso es el eje longitudinal a la techumbre, pero transversal a la zapata resultando que la combinación de cargas donde se involucran los efectos de sismo son mayores.

Reacciones máximas:			
	Nodo 1681		Nodo 1679
Ry =	34.466 Ton.	Ry =	36.62 Ton.
Rx =	2.78 Ton.	Rx =	2.78 Ton.
Mx =	10.466 ton-m	Mz =	10.498 Ton-m

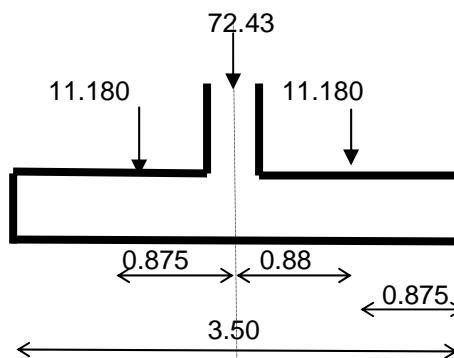


Para elementos sujetos a flexo-compresión se verifica la combinación de mínima fuerza axial y máximo momento. $U = 1,1 (CM+CVd\pm Sx+0.3SZ)$

$$\begin{aligned} \sum M u &= 33.47 \text{ Ton-m.} \\ Pu &= 71.09 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

Diseño de la zapata.

$$\begin{aligned} W_{TOTAL} &= 72.43 \text{ Ton.} \\ \sum M s &= 33.47 \text{ Ton-m.} \end{aligned}$$





$$\sum M_{ACT} = [\quad \quad \quad 33.47 \text{ Ton-m.} \quad]$$

$$\sum M_{EST} = [\quad \quad \quad 0.00 \text{ Ton-m.} \quad]$$

$$\sum M_{RES} = [\quad \quad \quad 33.47 \text{ Ton-m.} \quad]$$

$$\begin{aligned} L &= 4.00 \text{ m.} \\ B &= 3.50 \text{ m.} \\ Df &= 0.40 \text{ m.} \\ w &= 13.44 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

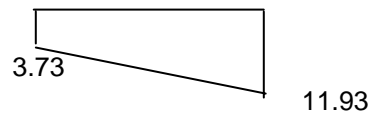
$$w \text{ col dado} = 1.36 \text{ Ton.}$$

REVISIÓN DE ESFUERZOS EN EL TERRENO.

$$f = \frac{(P + W)_u}{B \times L} \pm \frac{Mu_x}{S}$$

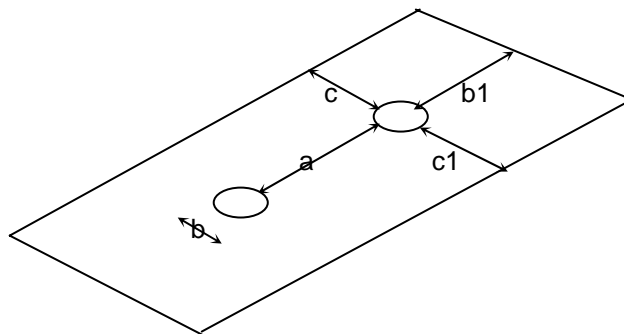
$$S = \frac{L \cdot B^2}{6} \quad S = 8.17 \text{ m}^3.$$

$$\begin{aligned} f_1 &= 11.93 \text{ Ton/m}^2 \\ f_2 &= 3.73 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$



Presiones de contacto

$$\begin{aligned} a &= 1.40 \\ b &= 0.60 \\ b_1 &= 0.70 \\ c &= 1.45 \\ c_1 &= 1.45 \end{aligned}$$





MOMENTOS ACTUANTES EN LA ZAPATA

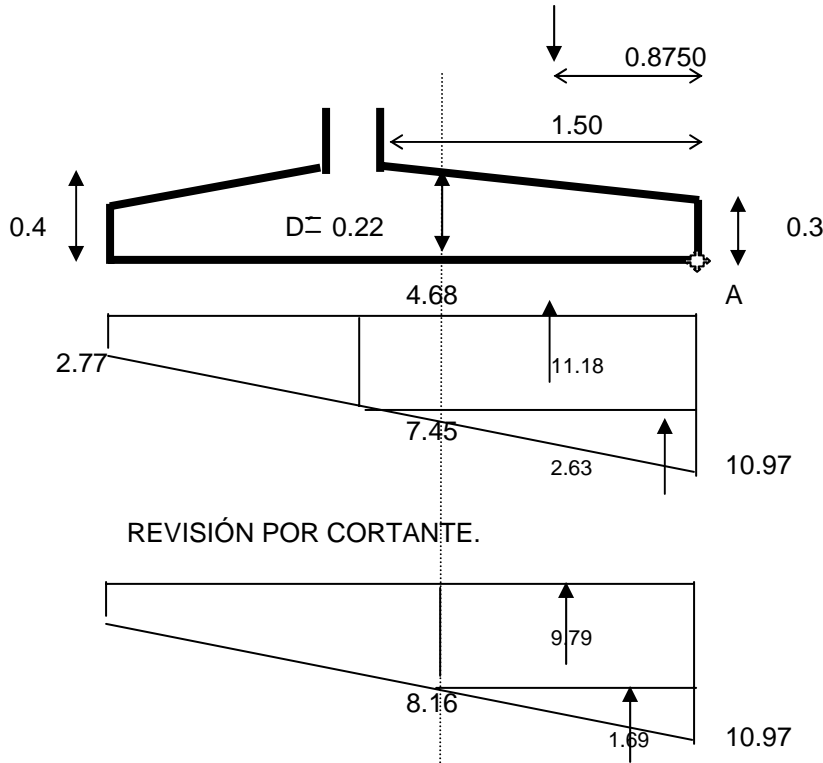
$$f = \frac{(P + W)_u}{B \times L} \pm \frac{Mu}{S}$$

$$S = \frac{B \cdot L^2}{6} \qquad S = 8.17 \quad m^3.$$

$$f_1 = 2.77 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$f_2 = 10.97 \quad \text{Ton/m}^2$$

Fuerza producida por el peso del relleno = 2.15 Ton.



REVISIÓN POR CORTANTE.

A) Como plano de falla.

$$V_u = 9.32 \quad \text{ton/m}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} \cdot A_c = 18.44 \quad \text{ton/m}$$

B) Por penetración

$$\text{Perímetro de falla} = 2827.43 \quad \text{cm}$$

$$\text{Peralte de falla} = 26 \quad \text{cm}$$

$$\text{Área de falla} = 73513.27 \quad \text{cm}^2$$

$$P_{\text{gpo 1}} = 72.43 \quad \text{ton}$$

$$P_u = 94159.00 \quad \text{Kg}$$

$$V_u = P_u / A. \text{ de falla} = 1.28 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$V_c = 8.38 \quad \text{kg/cm}^2$$

por lo tanto si pasa por cortante



MOMENTO LONGITUDINAL.

D = 30 cm
 MML = 9.676 Ton-m
 ASL = 19.910 cm²

Usando varillas del # 4 con $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Con una separación de 15.00 cm.

$A_s = 8.47 \text{ cm}^2$

$a = \frac{A_s F_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b} = 1.67 \text{ cm.}$ $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00282222$

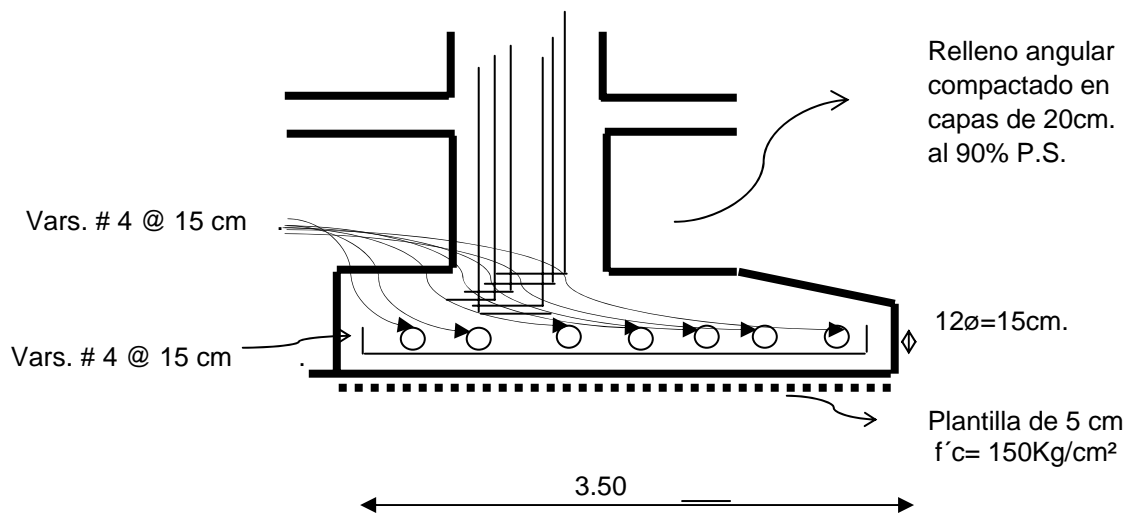
$q = \frac{\rho \cdot f_y}{f'c} = 0.06972549$

$MUR = FR \cdot A_s \cdot F_y \cdot (d - a/2)$

MUR = 933342.0649 Kg-cm
 MUR = 9.333 Ton-m

F.S.=MUR/M act = 1.0610 Lado L.

Correcto, ya que las cargas utilizadas ya están factorizadas



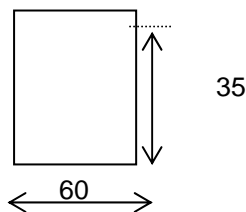
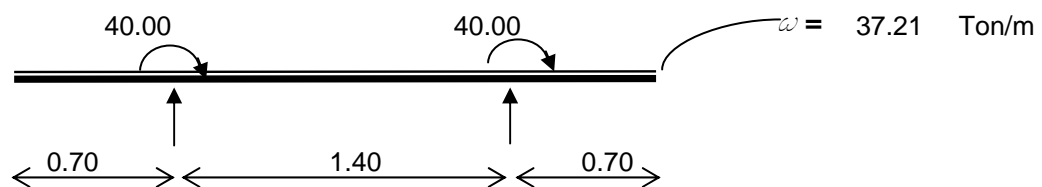
Para los dos casos se decidió revisar el diseño de la zapata ya que las reacciones en el terreno son muy parecidas, pudiéndose observar que el mismo diseño cumple con ambas condiciones de carga.



4.4.4.4. Diseño de la contratrabe

Para el diseño de la contra-trabe se consideró la aplicación de una carga uniforme obtenida de los esfuerzos máximos en el terreno en condiciones de servicio y un momento en la base de las columnas obtenidas como reacción cuando la techumbre responde a los efectos de sismo en el sentido transversal.

DISEÑO DE LA CONTRATRABE.



$$V_{MAX} = 83.00 \text{ Ton}$$

$$M_{MAX (+)} = 30.88 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{MAX (-)} = 49.12 \text{ Ton-m.}$$

$$\text{Cortante Máximo.} = 83000.00 \text{ kg}$$

$$v = v / b \cdot d = 39.524 \text{ Kg/cm}^2 < 5.65 \text{ Kg/cm}^2$$

requiere refuerzo por cortante

$$V_d = V_u - V_{cr}$$

$$V_u = 107.90 \text{ Ton}$$

$$V_d = 96.04 \text{ Ton}$$

$$\text{Usando estribos del No 4 con } A_s = 1.99 \text{ cm}^2.$$

$$\text{numero de ramas} = 4$$

$$\text{separación de estribos} = 11.60$$

Se usaran estribos dobles del # 5C @ 12 cm.



PARA EL MOMENTO POSITIVO. (lecho superior)

$$A_s = \frac{M_u}{FR \cdot f_y \cdot Z} \quad A_s \text{ min.} = 49.016 \text{ cm}^2$$

Usando varillas del #6 con una $a_s = 2.87 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ var.} = 17.079 = 9 \quad \text{Vars. \# 6}$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 f'c \cdot b} \quad a = 5.11 \text{ cm.}$$

$$MUR = FR \cdot A_s \cdot F_y \cdot [d - a/2]$$

$$p = 0.0123$$

$$MUR = 3168079 \text{ Kg-cm}^2$$

$$MUR = 31.68 \text{ Ton-m}^2$$

Con un factor de seguridad de $FS = M_R/M_u = 1.026$

PARA EL MOMENTO NEGATIVO (lecho inferior)

$$A'_s = \frac{M_R}{FR \cdot f_y \cdot d} \quad A'_s \text{ min.} = 77.96825 \text{ cm}^2$$

Usando varillas del #8 con una $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ Var.} = 15.37835 = 8 \quad \text{Vars. \# 8}$$

$$a = \frac{A'_s \cdot F_y}{0.85 f'c \cdot b} \quad a = 8.02$$

$$MUR = FR \cdot A'_s \cdot F_y \cdot [d - a/2]$$

$$p = 0.01931$$

$$MUR = 4751551 \text{ Kg-cm}^2$$

$$MUR = 47.52 \text{ Ton-m}^2$$

Con un factor de seguridad de $FS = M_R/M_u = 1.0$

Diseño final, 6 varillas del # 8 en lecho superior, 8 varillas del # 8 en lecho inferior y estribos dobles del # 5 a cada 12 cm.

Como se puede observar en el diseño, la contratrabe resistirá los esfuerzos producidos por la concentración de esfuerzos en el sentido longitudinal y servirá como trabe de liga entre las dos columnas.



Capítulo 4.5 PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.5.1. Superestructura

De los resultados obtenidos después de haber realizado el análisis estructural del anteproyecto propuesto tenemos el siguiente proyecto considerado como definitivo representado en las figuras No 4.24, 4.25, 4.26, 4.27 y 4.28.

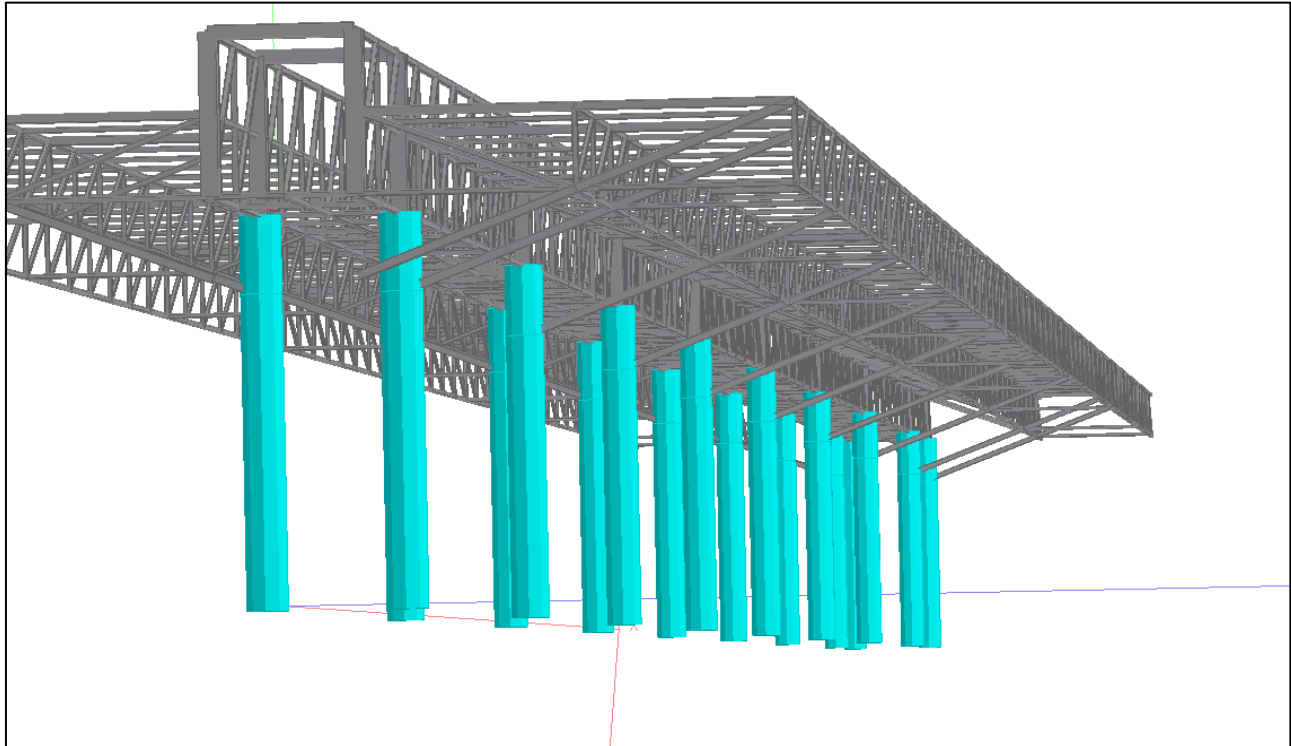


Fig. No 4.24 Estructura 3D.

La techumbre fue resuelta por 6 armaduras longitudinales, 2 centrales sobre las columnas y 4 laterales 2 por lado soportadas por ménsulas.

Descripción de las armaduras:

- Armaduras principales: estas armaduras serán las principales sobre las cuales descasarán los elementos transversales que soportarán el piso para el paso de peatones. Dichas armaduras estarán separadas entre sí 2.0 m de centro a centro de montante; tendrán un peralte total de 2.4 m de eje a eje de cuerdas; los montantes estarán colocados a una separación de 2.36 m, la estructura estará formada por perfiles de acero estructural A-36 y todos sus elementos serán perfiles PTR en:
Cuerdas ----- 3 ½" x 3 ½" x ¼".
Diagonales ----- 3" x 3" x ¼".
Montantes ----- 3" x 3" x ¼".
Travesaños entre armaduras ----- 3" x 3" x ¼".
Vigas de apoyo inferiores entre armaduras ----- 3" x 3" x ¼".

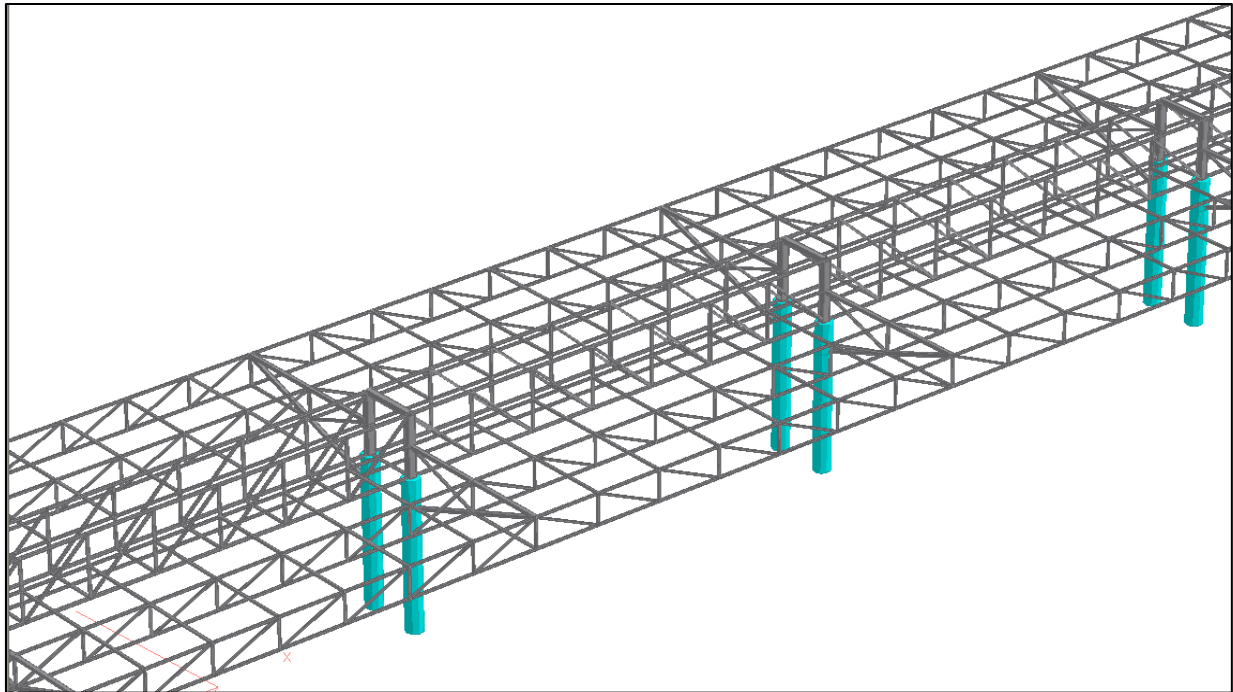


Fig. No. 4.25 Estructura 3D vista superior

- Armaduras laterales: estas armaduras serán iguales estarán separadas entre sí 3.0 m de centro a centro de montante, tendrán un peralte total de 1.2 m de eje a eje de cuerdas, los montantes estarán colocados a una separación de 2.36 m. La estructura estará formada por perfiles de acero estructural A-36 y todos sus elementos serán perfiles PTR en:
Cuerdas ----- 3" x 3" x 1/4".
Diagonales ----- 2 1/2" x 2 1/2" x 1/4".
Montantes ----- 2 1/2" x 2 1/2" x 1/4".
Sobre estas armaduras se apoyarán rigidizadores transversales en la posición de cada montante para el apoyo de los montenes de apoyo de la lámina Pintro.
Rigidizadores entre armaduras ----- 3" x 3" x 3/16".

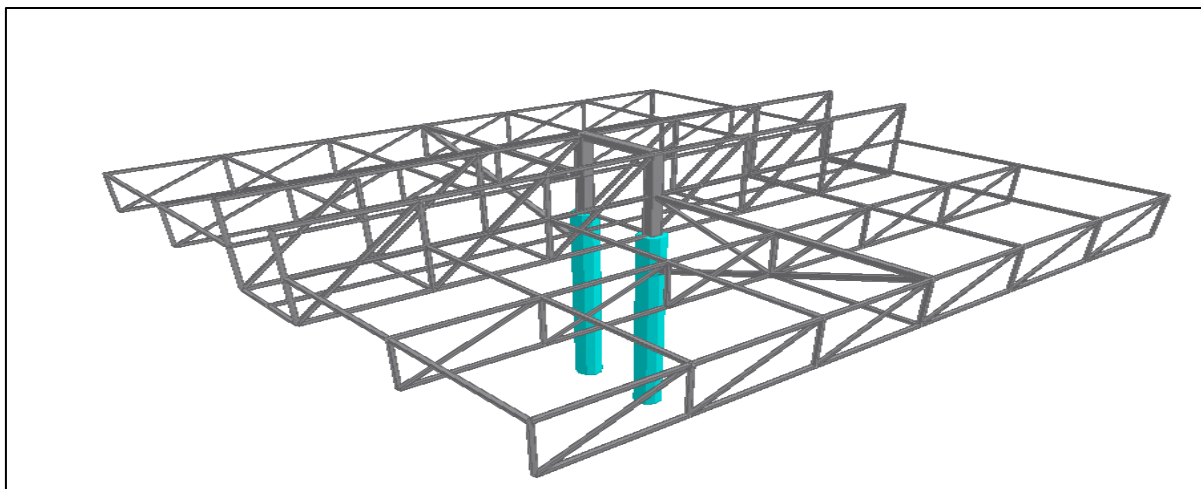


Fig. No. 4.26 Estructura 3D vista superior

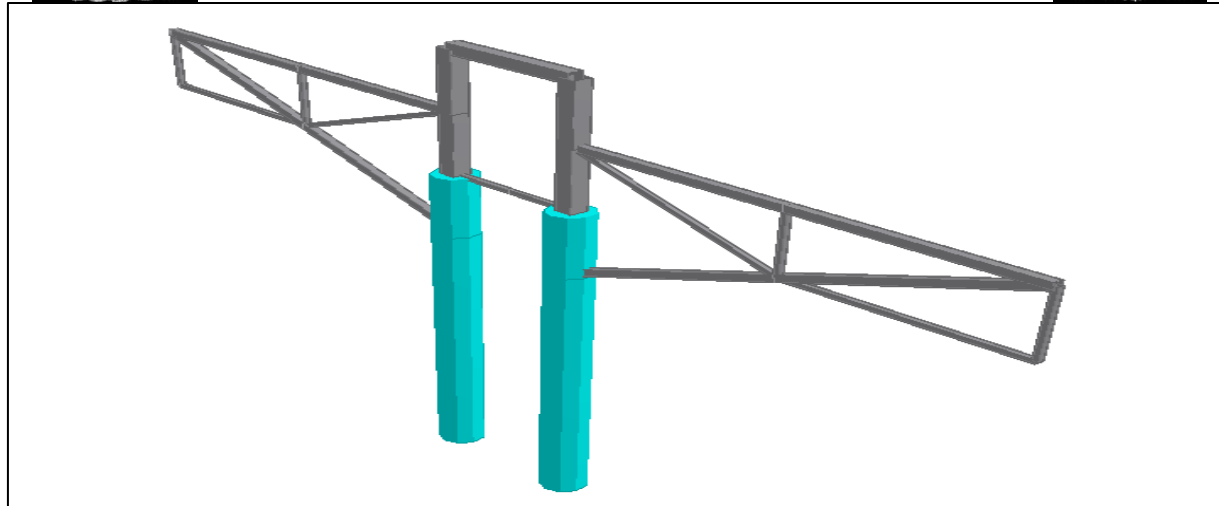


Fig. No. 4.27 Ménsula 3D vista superior

- Ménsula de soporte: estas ménsulas se adosarán y fijarán a la columna por medio de placas con anclas que se dejarán embebidas al momento del colado. Estas ménsulas se fabricarán con acero tipo A-36 y tendrán una longitud total de 6 m con una altura máxima de 1.20 m, contarán también con un elemento vertical apoyado sobre la columna de concreto, donde se fijarán las armaduras principales del paso para peatones. Toda la ménsula se fabricará con perfiles PTR don la siguiente ubicación.

Cuerdas horizontal ----- 5" x 5" x ¼".

Diagonal 1 ----- 5" x 5" x ¼".

Diagonal 2 ----- 3" x 3" x ¼".

Cuerda Vertical ----- 10" x 10" x ½".

Montante 1 ----- 3" x 3" x ¼".

Montante 2 ----- 2 ½" x 2 ½" x 3/16".

Los elementos horizontales para conectar las cuerdas verticales y que será el travesaño en la zona de columnas será de:

Travesaño entre cuerdas verticales ----- 8" x 8" x 5/16".

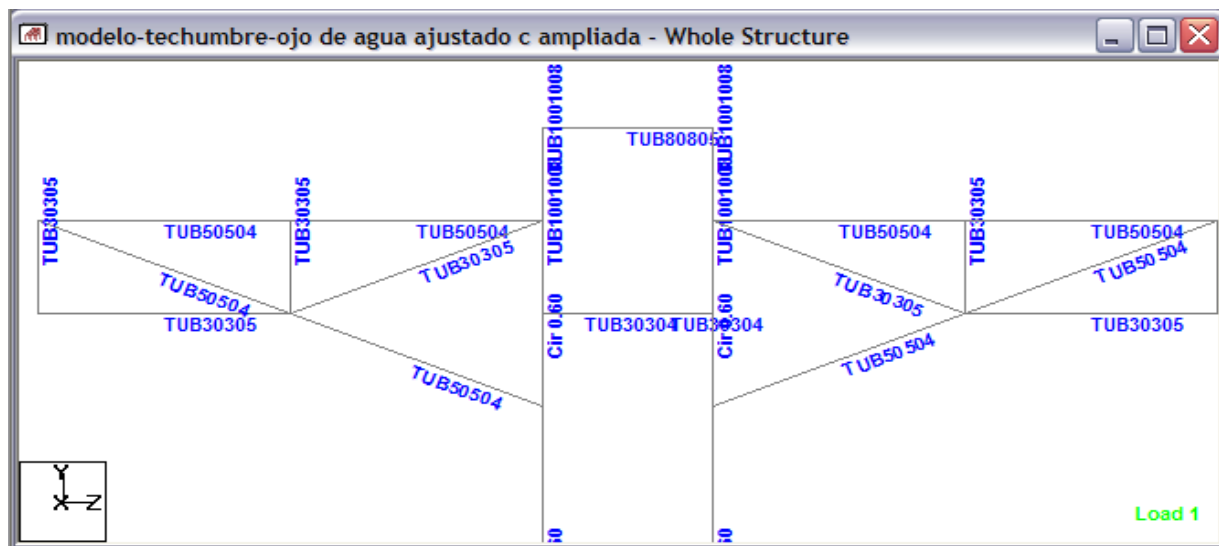


Fig. No. 4.28 Perfiles de Ménsula



4.5.2. Subestructura

La subestructura fue resuelta con columnas circulares de 0.6 m de diámetro. Éstas se encuentran separadas 2.00 m en el sentido transversal a la techumbre y a 16.5 m en el sentido longitudinal, la estructura cuenta con 9 pares de columnas, todas ellas con el paño superior a la misma elevación.

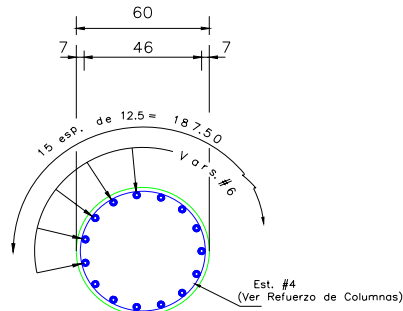


Fig. No. 4.30 Armado de Columna

La columna será de concreto reforzado con un armado longitudinal de 15 varillas # 8 y estribos con varilla del # 4 con separación variable, como se podrá observar en la figura No. 4.30.

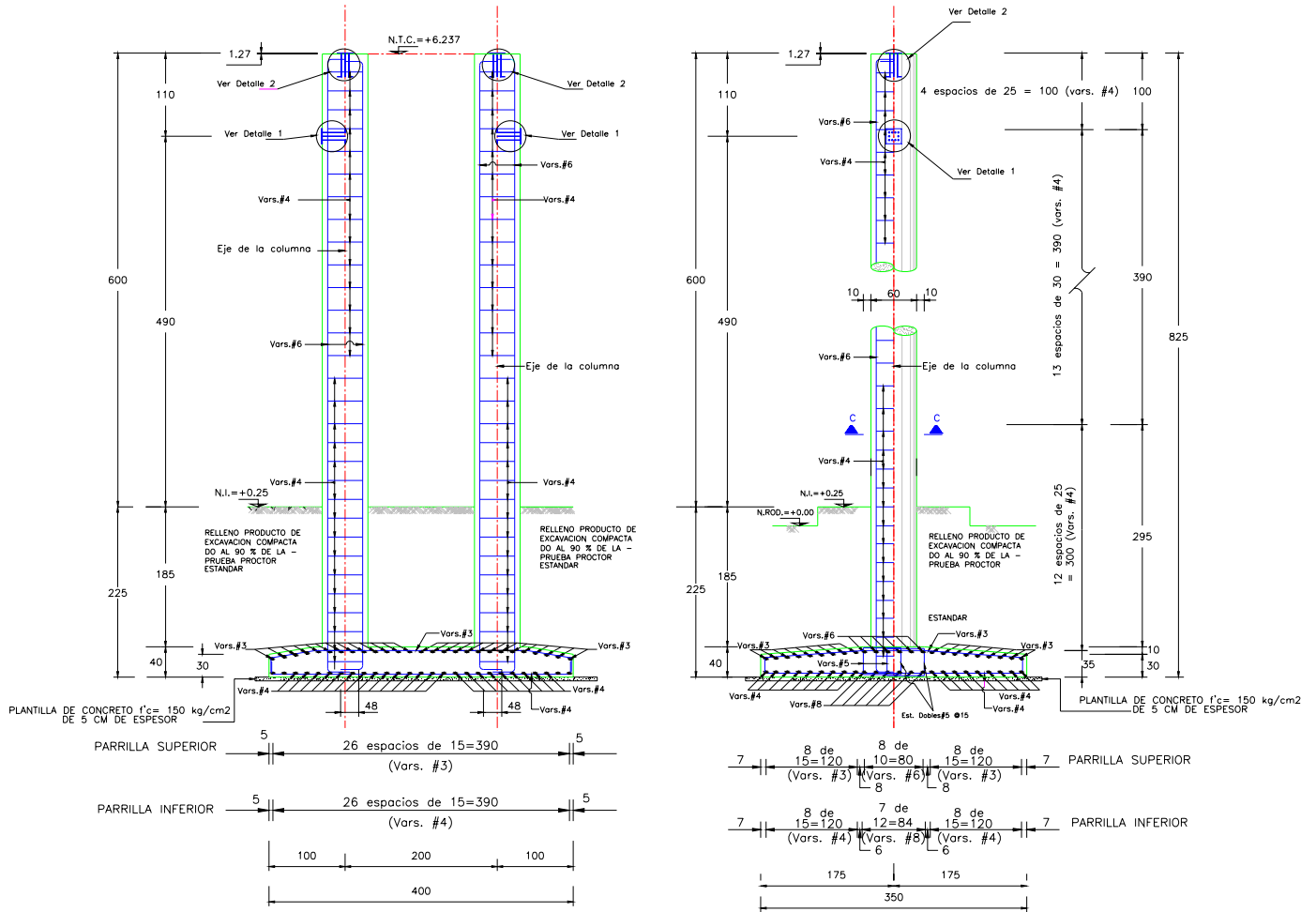


Fig. No. 4.31 Armado Superestructura (Cortes)



La cimentación está resuelta por medio de zapatas aisladas por cada par de columnas. La profundidad de desplante es de 2.25 m y las zapatas no rebasan la capacidad de carga indicada en el estudio de mecánica de suelos para ninguna de las condiciones de carga consideradas en el transcurso de la vida útil de la estructura.

La zapata tendrá 400 centímetros de largo por 350 de ancho con un peralte variable que va de 40 a 30 centímetros (véase *fig. No 4.32*). También se construirá de concreto reforzado y se desplatará sobre una platilla de concreto pobre. El armado de la zapata se puede observar en la figura No. 4.31.

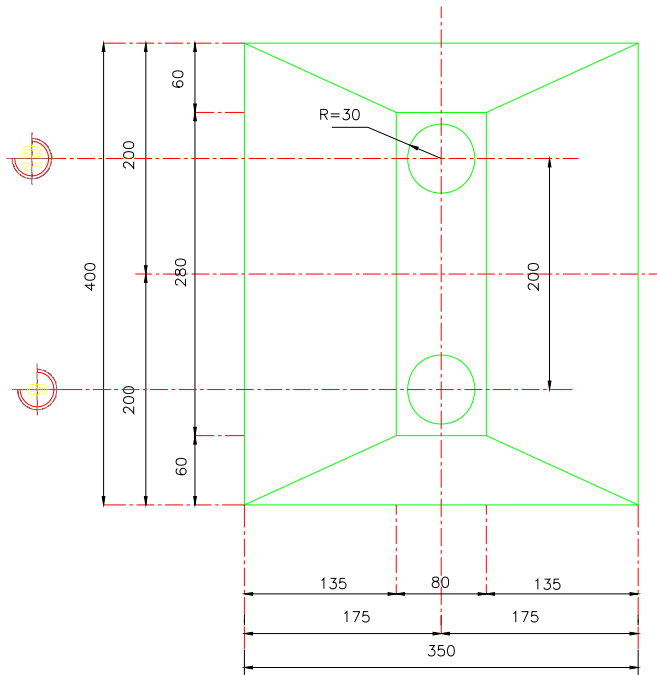


Fig. No. 4.32 Zapata (planta)



Capítulo 4.6. COMENTARIOS GENERALES

Como se puede observar en este capítulo el diseño de una estructura de este tipo debe contemplar diversos aspectos, factores y disciplinas de la ingeniería que aunque no se plasman directamente en el cálculo que se presenta nos arrojan parámetros y lineamientos geométricos y estructurales que determinan las posibles soluciones que podríamos adoptar para resolver una estructura como la presentada en este capítulo.

Como en capítulos anteriores la dependencia que solicitó el proyecto nos definió la gran mayoría de aspectos geométricos que la estructura debió satisfacer en su totalidad.

El aspecto técnico que rigió la mayor parte de consideraciones hechas para el diseño de la estructura se obtuvo de lineamientos que nos marca la dirección general de carreteras federales. Aunque se debió conciliar con la empresa contratante dueña de la concesión de la autopista algunos de ellos, ya que la estructura en cuestión no estará sujeta al 100% de las cargas de trabajo debido a que sólo el personal tendrá acceso. Sin embargo se debieron considerar otros aspectos principalmente en lo que se refiere a cargas muertas por instalaciones que la normatividad que rige el diseño de pasos peatonales no contempla.

Para el diseño en condiciones sísmicas y eólicas se recurrió a los criterios de diseño de la Comisión Federal de Electricidad.

Como se puede observar durante el desarrollo del capítulo la estructura que en un principio se proyectó y visualizó muy simple y sencilla tuvo modificaciones que fueron dificultando el diseño ya que incluir el paso peatonal modifica totalmente las armaduras principales además aumenta la altura total de la techumbre por lo que se generan mayores esfuerzos en las columnas y cimentación por la acción principalmente de fuerzas horizontales como las producidas por el viento y sismo.

En general es una estructura compleja en la que se debió cuidar mucho los detalles principalmente en los planos correspondientes al despiece de los elementos y a las conexiones entre ellos ya que existen muchos nodos diferentes entre sí al interceptarse elementos de diferentes tamaños y calibres.

Por otro lado se debió vigilar en el diseño las deformaciones totales de la estructura ya que las armaduras nos proporcionan una resistencia muy alta con elementos de tamaño y calibre pequeño por el peralte con que cuentan por alojar entre ellas el paso peatonal pero presentaban deformaciones mayores a las indicadas como permisibles, por ello, se debió rediseñar las armaduras en función a la restricción de las flechas máximas por lo que la estructura final presenta muchos elementos trabajando a un porcentaje muy por debajo de su capacidad máxima.

En conclusión este proyecto requirió un trabajo de mucho cuidado y atención en lo que respecta a la etapa correspondiente a la generación de la información final y en plasmarla en los planos, no siendo así en la etapa de diseño ya que aunque el proyecto tuvo muchos cambios sobre la marcha el uso de herramientas como los programas de diseño estructural facilitan y simplifican los procesos de cálculo y diseño pudiéndose realizar estos en un tiempo relativamente corto.



BIBLIOGRAFÍA UTILIZADA

AISC

American Institute of Steel Construction Inc.
Specification for Structural Steel Buildings
Edition 2005

AASHTO LRFD Bridge

American Association of State Highway and Transportation Officials
Design Specifications-S.I. Units
Edition 2001

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

Diseño por Sismo
C.F.E. Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas.
Edición 1993

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

Diseño por Viento.
C.F.E. Comisión Federal de Electricidad
Instituto de Investigaciones Eléctricas.
Edición 1993

SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

Normas de Proyectos para Carreteras,
Proyectos de nuevos puentes y estructuras similares

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.

Edición 2004.

EDWARD G. NAWY, P.E.

Concreto reforzado
Un enfoque Básico
Prentice-Hall hispanoamericana, S.A.
Edición 1988

BRESLER, LIN y SCALZI

Diseño de estructuras de acero
Editorial Limusa S.A. de C.V.
Edición 1978

ROBERTO MELI PIRALLA

Diseño estructural
Editorial Limusa S.A. de C.V.
Edición 1985

MANUAL DE CONSTRUCCIÓN EN ACERO –DEP

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.
Editorial Limusa S.A. de C.V.
Edición 1997