



22  
20

Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán

“Proyecto de un Puente Vehicular Atirantado”

TESIS  
Que para obtener el título de:  
Ingeniero Civil

Presentan:

Luis Fernando Moreno Cerón  
Francisco Soto García  
César Urrutia Sánchez



Acatlán, Edo. de México

1992

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## PROYECTO DE UN PUENTE VEHICULAR ATIRANTADO

### I n d i c e

1. INTRODUCCION
2. CARACTERISTICAS GENERALES DEL PROYECTO
  - 2.1 Origen de los puentes sobre la Calz. Ignacio Zaragoza
    - 2.1.1 Los puentes atirantados, un proyecto inducido del Metro
  - 2.2 Consideraciones generales de los puentes atirantados
    - 2.2.1 Desarrollo histórico
    - 2.2.2 Elementos de un puente atirantado
  - 2.3 Los puentes sobre la Calz. Ignacio Zaragoza
    - 2.3.1 Antecedentes
    - 2.3.2 Características generales
    - 2.3.3 Partes que constituyen al puente
    - 2.3.4 Acciones a considerar
  - 2.4 Consideraciones de diseño
    - 2.4.1 Normas y especificaciones
    - 2.4.2 Cargas de diseño
    - 2.4.3 Análisis y diseño
    - 2.4.4 Otras solicitaciones sobre la estructura

### 3. DESCRIPCION GENERAL DE LA ESTRUCTURACION DEL PUENTE

- 3.1 Introducción
- 3.2 Partes del terraplén
- 3.3 Partes del aireplén
- 3.4 Elementos que forman a los tramos metálicos convencionales
- 3.5 Elementos de la zona atirantada
- 3.6 Funcionamiento general de las partes del puente

### 4. ANALISIS DE LA ZONA ATIRANTADA DEL PUENTE

- 4.0 Introducción
- 4.1 Utilización del programa M-STRU DL
  - 4.1.1 Introducción al programa M-STRU DL
  - 4.1.2 Pasos fundamentales del programa M-STRU DL
- 4.2 Idealización de la estructura de la zona atirantada
  - 4.2.1 Modelo bidimensional de la zona atirantada del puente
  - 4.2.2 Codificación del modelo bidimensional de la zona atirantada del puente (programa M-STRU DL)
  - 4.2.3 Modelo tridimensional de la zona atirantada del puente
  - 4.2.4 Codificación del modelo tridimensional de la zona atirantada del puente (programa M-STRU DL)
- 4.3 Utilización del programa SAP-86
  - 4.3.1 Introducción
  - 4.3.2 Modelo tridimensional de la zona atirantada del puente (para el programa SAP-86)
  - 4.3.3 Usos del programa SAP-86 en el análisis de los puentes atirantados



- 4.4 Análisis por cargas permanentes
  - 4.4.1 Consideraciones generales
  - 4.4.2 Comportamiento no lineal de la estructura
  - 4.4.3 Tensiones adicionales en la estructura
  - 4.4.4. Obtención de las tensiones iniciales y finales del puente
  - 4.4.5 Valores por etapa para el puente Rojo Gómez
  - 4.4.6 Diagramas de elementos mecánicos
  
- 4.5 Análisis por carga viva
  - 4.5.1 Consideraciones generales
  - 4.5.2 Análisis mediante computadora (utilizando programa M-STRUDL) para carga viva
  - 4.5.3 Diagramas de elementos mecánicos
  
- 4.6 Análisis por sismo
  - 4.6.1 Consideraciones generales
  - 4.6.2 Análisis estático para sismo longitudinal
  - 4.6.3 Análisis estático para sismo transversal
  - 4.6.4 Análisis dinámico por medio de SAP (Structural Analysis Program)
  
- 4.7 Análisis por hundimientos
  - 4.7.1 Consideraciones generales
  - 4.7.2 Condiciones de análisis
  - 4.7.3 Efectos de los hundimientos diferenciales
  - 4.7.4 Diagramas de elementos mecánicos
  
- 4.8 Análisis por temperatura
  - 4.8.1 Consideraciones generales

#### 4.9 Análisis por viento

##### 4.9.1 Consideraciones generales

##### 4.9.2 Vibración en los cables debida a viento

##### 4.9.3 Valuación de las fuerzas debidas a viento

#### 4.10 Condiciones de diseño

### 5. DISEÑO

#### 5.0 El problema de la fatiga

##### 5.1 Diseño de elementos de acero

###### 5.1.1 Trabes principales

###### 5.1.2 Trabes principales centrales

###### 5.1.3 Trabes secundarias (normales)

###### 5.1.4 Trabes secundarias (especiales)

###### 5.1.5 Conexión de cables a trabes principales

###### 5.1.6 Conexión de cables a extremo superior de columna (corona)

###### 5.1.7 Articulaciones

###### 5.1.8 Conexiones atornilladas

a) De trabes secundarias normales a trabes principales

b) De trabes secundarias especiales a trabes principales

c) De campo entre trabes principales

###### 5.1.9 Topes para sismo

###### 5.1.10 Anclas antilevantamiento

##### 5.2 Diseño de elementos de concreto reforzado

- 5.2.1 Losas
- 5.2.2 Apoyos rectangulares de concreto
- 5.2.3 Apoyos principales

### 5.3 Diseño de la cimentación

- 5.3.1 Estudio de mecánica de suelos
  - 5.3.1.1 Antecedentes
  - 5.3.1.2 Aspectos geológicos
  - 5.3.1.3 Exploración
  - 5.3.1.4 Pruebas de laboratorio
  - 5.3.1.5 Interpretación estratigráfica
- 5.3.2 Consideraciones generales de la cimentación
- 5.3.3 Descripción de la cimentación
- 5.3.4 Análisis y diseño
  - 5.3.4.1 Descargas para cimentación
  - 5.3.4.2 Idealización, análisis y diseño

### 5.4 Claros laterales a la zona atirantada del puente (estructura metálica convencional)

### 5.5 Elementos especiales

- 5.5.1 Cables y anclajes
  - a) El problema de la fatiga
  - b) El problema de la relajación del acero
  - c) El problema de la vibración
- 5.5.2 Apoyos de neopreno
- 5.5.3 Juntas de calzada

## 6. DESCRIPCIÓN DEL PROCESO CONSTRUCTIVO Y DE MONTAJE

### 6.0 Etapas constructivas

6.1 Cimentación

6.2 Aireplenes y terraplenes

6.3 Apoyos de concreto

6.4 Montaje de estructura metálica (claros convencionales)

6.5 Proceso constructivo y de montaje para la zona  
atirantada de los puentes

7. ESTUDIO ECONOMICO DEL PUENTE ATIRANTADO ROJO GOMEZ

7.1 Catálogo de conceptos

7.2 Costo total del puente

7.3 Programa de obra

8. CONCLUSIONES

9. BIBLIOGRAFIA

## 1. INTRODUCCION

La construcción de la Línea A del Metro de la Ciudad de México y el confinamiento de la Calzada Ignacio Zaragoza motivó la construcción de 6 puentes vehiculares que atraviesan la Calzada.

Se presentaron diversas propuestas de puentes típicos. Se trataba de opciones a base de concreto y acero que resultaron demasiado pesadas para las características del suelo del Oriente de la Ciudad de México. Surgió entonces la necesidad de una solución más ligera, en ese momento se presenta como opción la de un puente metálico de tipo atirantado.

El objeto del presente trabajo es mostrar la conveniencia de construir un puente vehicular de este tipo en zona urbana, con claro central de 50 m aproximadamente y desplantado sobre un suelo altamente deformable.

Presentamos aquí las características generales del proyecto, así como algunos de los criterios de análisis y diseño utilizados para la solución estructural del mismo.

## 2. CARACTERISTICAS GENERALES DEL PROYECTO

### 2.1 Origen de los puentes sobre la Calzada Ignacio Zaragoza

#### 2.1.1. Los puentes atirantados: Un proyecto inducido del Metro

La zona Oriente de la Ciudad de México y la parte del Estado de México colindante concentran una gran parte de la población de la saturada área metropolitana. Esto genera numerosos problemas socio-económicos que se han ido agravando con el tiempo y que el gobierno tiene que atacar en forma rápida y eficiente.

Uno de esos problemas es el transporte, que además de seguro y eficiente debe ser económico, una solución es el Metro.

Una de las vialidades que más se ven afectadas por los constantes embotellamientos y que constituye una vía primordial para la comunicación de la zona Oriente de la Ciudad de México es la Calzada Ignacio Zaragoza. La mayor parte del movimiento proveniente del Oriente de la República Mexicana, y más específicamente de Puebla, Veracruz y Estados vecinos, llega a la capital por medio de la mencionada Calzada.

El paso del Metro a lo largo de dicha Calzada obliga, como se mencionó en la introducción de la presente tesis, a la construcción de puentes vehiculares y peatonales ubicados estratégicamente. Por lo tanto, podemos afirmar que los puentes son una obra inducida por el paso del Metro sobre la Calzada, y para entender entonces la existencia de los puentes hablaremos de la necesidad del Metro en dicha zona de la Ciudad.

Sentido Oriente - Poniente

	<u>La Paz</u>	<u>Los Reyes</u>	<u>Sta. Martha</u>	<u>Acahualtlan</u>	<u>Penon Viejo</u>	<u>Guelatao</u>	<u>Tepalcates</u>	<u>San Juan</u>	<u>A. Oriente</u>	<u>Pantitlan</u>
1	15 074	23 803	28 634	29 033	38 108	48 491	48 180	36 598	36 450	
2	14 234	18 470	21 630	22 080	29 529	37 648	36 764	28 317	28 200	

En la tabla anterior se indica:

1. Movimiento de pasajeros transportados por R-100, autobuses suburbanos y taxis colectivos calculados como si no existiera Metro.
2. Movimiento de pasajeros transportados por Metro cuando se encuentre en operación.

La interpretación de la tabla anterior es la siguiente (para el sentido Oriente-Poniente, p.e.):

A la estación Santa Marta llegarán 18,470 pasajeros con destino Poniente, en ella subirán 3,160 personas en una hora (hora de máxima demanda), para alcanzar 21,630 pasajeros que llegarán a la estación Acatitla, y así sucesivamente.

Si no existiera el Metro llegarían al paradero o zona de Santa Marta 23,803 pasajeros, en ella se incrementa el volúmen en 4,831 personas, para que el número de pasajeros que viaja ha la Acatitla sea de 28,634.

Como se puede ver, gran parte del movimiento que circula actualmente y que circulará por la Calzada I. Zaragoza en cualquiera de sus sentidos (ya sea por autobuses, taxis, etc.), será absorbido por el Sistema de Transporte Metro, con las correspondientes ventajas que eso representa.

Esta necesidad se basa en estudios para determinar los volúmenes de pasajeros a captar, las áreas beneficiadas y de influencia, así como los tiempos de recorrido y ubicación idónea de las estaciones. Para lo anterior se realizaron análisis origen-destino y proyecciones a futuro de dichos movimientos. A continuación se describen brevemente los estudios realizados.

Para determinar los volúmenes locales que se generan en cada estación se efectuaron aforos de ascensos y descensos en los puntos de abordaje cercanos a las estaciones y para cuantificar los volúmenes direccionales se realizaron encuestas de origen-destino en los cierres de circuito de autobuses y taxis colectivos vecinos a las estaciones.

El área de captación de usuarios se hizo en base a un análisis de la información económica, demográfica y de servicios, y se consultaron los censos y planes delegacionales y municipales de las zonas cercanas al área de influencia de cada una de las estaciones. Se cubrieron los municipios de Nezahualcoyotl, La Paz, Ixtapaluca, Chalco, Chimalhuacan, Texcoco, Chicoloapa y la Delegación de Iztapalapa.

Los movimientos de pasajeros esperados para 1994 a lo largo de la Calzada entre estaciones de Metro y en la hora de máxima demanda son:

Senido Poniente - Orieta

	<u>La Paz</u>	<u>Los Reyes</u>	<u>Sta. Martha</u>	<u>Acatitla</u>	<u>Peñonviejo</u>	<u>Guelatao</u>	<u>Tepalcates</u>	<u>San Juan</u>	<u>A. Oriental</u>	<u>Panitlón</u>
1	10 181	10 351	5 277	9 640	7 011	8 064	15 870	5 310	4 400	
2	9 310	10 077	3 947	7 428	5 080	6 280	14 125	3 721	3 000	

De acuerdo con las tablas anteriores el volúmen de pasajeros transportados por R-100, suburbanos y taxis colectivos sufrirá las siguientes reducciones:

<u>Modo de transporte</u>	<u>Reducción (en corridas)</u>
R-100	70%
Taxis colectivos del D.F.	60%
Taxis colectivos del Edo. de Mex.	100% (desaparecerán)
Autobuses suburbanos	100% (desaparecerán)

Las zonas del Oriente de la Ciudad de México que se verán beneficiadas directamente son:

Nezahualcoyotl	Chimalhuacan
La Paz	Chicoloapan
Ixtapaluca	Texcoco
Chalco	Iztapalapa

Uno de los beneficios más importantes será el ahorro de tiempo de transporte, este se puede visualizar analizando algunos tiempos de recorrido entre puntos clave:

Tiempos de recorrido entre estaciones (minutos)

<u>DE / A</u>	<u>Agrícola Oriental</u>	<u>Canal de San Juan</u>	<u>Tepalcates</u>	<u>Guelatao</u>	<u>Peñon viejo</u>	<u>Acatitla</u>	<u>Sta Martha</u>
<u>Panitlón</u>							
Metro	2.4	4.2	6.6	8.6	12.1	14.4	16.1
Autobus	6.3	11.2	17.7	22.9	32.3	38.5	42.9
Taxi colect.	3.8	6.7	10.6	13.1	19.4	23.1	25.7
<u>Guelatao</u>							
Metro	6.2	4.5	2.0	0.0	3.5	5.8	7.5
Autobus	16.6	12.0	5.2	0.0	9.5	15.6	20.0
Taxi colect.	10.0	7.2	3.1	0.0	5.7	9.3	12.0
<u>Sta. Martha</u>							
Metro	13.7	11.9	9.5	7.5	4.0	1.7	0.0
Autobus	36.6	31.6	25.2	20.0	10.5	4.4	0.0
Taxi colect.	22.0	19.0	15.1	12.0	6.3	2.7	0.0



El Sistema de Transporte Metro (esperan que opere con una velocidad comercial de 40 km/hr), realizará menos tiempo de recorrido que los demás modos alternos de transporte (autobuses y taxis colectivos).

Esta reducción en los tiempos de transporte redonda en beneficio socio-económicos para los pasajeros y zonas de influencia del Metro.

El costo de un boleto de Metro es menor que el de cualquier viaje realizado por medio de autobús suburbano ó taxi colectivo, y es el mismo que el de un viaje de R-100 pero con el correspondiente ahorro de tiempo.

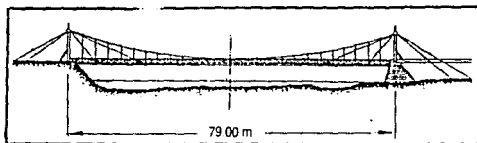
Además de los beneficios anteriores, cabe mencionar que el Metro al ser un sistema accionado por energía eléctrica no contamina, y eso es muy importante en las condiciones actuales de la zona urbana, donde se han tenido que tomar medidas drásticas para combatir la contaminación atmosférica y el ruido.

## 2.2 Consideraciones generales de los puentes atirantados

### 2.2.1 Desarrollo histórico

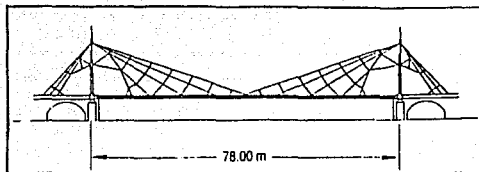
En forma general, los puentes atirantados son aquellos en los cuales el sistema de piso o cubierta es soportada por tirantes o cables que se encuentran fijos a un mástil o pilón.

Debido a su elemental concepción, la construcción de puentes suspendidos por medio de elementos rectos sujetos a tensión se remonta a los tiempos más antiguos de la humanidad, sin embargo, su desarrollo racional comenzó realmente en los inicios del siglo XVIII, habiéndose logrado un avance significativo hasta principios del siglo XIX en que con motivo de dos accidentes importantes se detuvo este desarrollo; el colapso del puente Dryburgh en Gran Bretaña en 1818, debido a oscilaciones por el viento y al derrumbe del puente sobre el río Saale en 1824 en Alemania, provocado por la aplicación de una sobrecarga dinámica producida por una muchedumbre para observar una regata. (Ver figs. 2.2.1.1 y 2.2.1.2).



PUENTE DRYBURGH ABBEY (ESCOCIA) COLAPSADO EN 1818  
DEBIDO A VIBRACION POR VIENTO.

Fig.2.2.1.1



PUENTE SAALE (ALEMANIA) COLAPSADO EN 1824  
DEBIDO A SOBRECARGA.

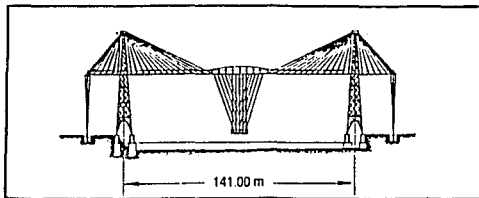
Fig.2.2.1.2

Estos accidentes fueron causados por insuficiencia tecnológica en los apoyos y conexiones del atirantamiento compuesto por barras y cadenas con propiedades mecánicas pobres y probablemente también porque los tirantes no se ponían en tensión por efecto del peso propio, lo que producía al sistema de piso deformaciones excesivas antes de que el tirante pudiera trabajar.

Un informe de Navier, científico francés, quien estudió estos accidentes a mediados del siglo pasado, propició que durante unos 100 años no se realizaran obras de estas características.

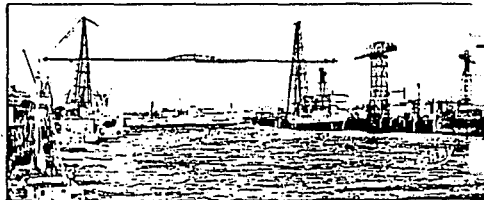
Fue Roebling, constructor polaco, el que reanudó la construcción de este tipo de puentes en los Estados Unidos. En 1846 realizó uno sobre el río Ohio y en 1855 otro para ferrocarriles sobre el Niágara con un claro de 250 m, utilizando para la suspensión de los dos tercios laterales del claro principal cables rectos y uno curvo para el tercio central. Aplicando los resultados obtenidos, en 1883 se termina la construcción del puente colgante Brooklyn que todavía a la fecha se encuentra en operación, con un claro principal de 486 m.

En los inicios del siglo XX, Arnodin, un constructor francés, construyó 2 puentes transportadores atirantados, uno en Marsella en 1903 (fig. 2.2.1.3), y otro en Nantes en 1905 (Fig. 2.2.1.4).



PUENTE TRANSPORTADOR EN MARSELLA, FRANCIA, 1903  
DISEÑADO POR EL CONSTRUCTOR ARNODIN.

Fig.2.2.1.3



PUENTE TRANSPORTADOR EN NANTES, FRANCIA, 1905

Fig.2.2.1.4

Al principio de la década de los cincuenta y ante la necesidad de reconstruir los puentes destruidos durante la Segunda Guerra Mundial, especialmente en Alemania, se reestableció la aplicación de los puentes atirantados, aprovechando la disponibilidad de alambres, cables y placas de acero de altas propiedades mecánicas y los avances en la técnica de la construcción de elementos metálicos soldados, integrando estructuras ortotrópicas.

Al construirse en Suecia en el año de 1955 el puente de Stromsund con un tramo central de 182 m y dos laterales de 75 m y tablero metálico, se inicia la era moderna de los puentes suspendidos por cables rectos. En los años subsiguientes, Alemania construye varios de este tipo sobre el Río Rhin, y a partir de la década de los sesenta empieza a generalizarse su aplicación en varios países de Europa, fundamentalmente con tablero metálico.

En 1962 se construye en América el primer puente con esta tecnología, con tablero de concreto, correspondiendo a Venezuela el privilegio de realizar el fantástico puente de Caracas que en su estructura tiene 5 tramos de 235 m.

Los Estados Unidos construyen en 1977 su primer puente atirantado moderno en el Estado de Washington, para cruzar el Río Columbia, entre las poblaciones de Pasco y Kennewick, con un claro principal de 299 m y un tablero de concreto, utilizando los elementos prefabricados.

En 1983 España pone en operación el puente Ing. Carlos Fernández Casado, sobre el embalse Barrios de Luna, con un tablero de concreto de únicamente 2.30 m de peralte y un claro principal de 440 m; este puente, por el material que conforma al tablero y sus dimensiones ocupa el primer lugar en el mundo.

México inaugura el 17 de octubre de 1984 su primer puente atirantado, que con sus 288 m de claro y tablero de concreto, ocupa el 6o. lugar mundial y se yergue sobre el Río Coatzacoalcos.

La estructura atirantada con un mayor claro en el mundo con tableros de acero y sistema de piso de concreto corresponde al puente Annacis, construido en Vancouver, Canadá y puesto en servicio para la Expo 88; su claro principal consta de 465 metros.

Se tiene conocimiento de que existen aproximadamente 130 puentes atirantados en 32 países del mundo, construidos en un lapso de 33 años (1955 a 1988); 43 tienen tablero de concreto y 87 de acero. Los países que mayor número de obras de este tipo han construido son Japón y Alemania, con 43 y 23 respectivamente, lo

que significa un 33% y 18% del total. Respecto al material utilizado en el tablero, Alemania sólo tiene 2 de concreto y Japón 12.

Los puentes que ocupan los primeros lugares por la magnitud del claro principal, tanto para la solución de tablero metálico como de concreto son:

#### Puentes atirantados con tablero metálico

Nombre	Claro máx (m)	País	Año de construcc.
1. Annacis	465	Canadá	1986
2. Yokohama	460	Japón	1985
3. Chao Phya	450	Tailandia	1987
4. Hitsuisi e Iwakuro	420	Japón	1987
5. Nagoya	405	Japón	1985
11. Tampico	360	México	1988

#### Puentes atirantados con tablero de concreto

Nombre	Claro máx (m)	País	Año de construcc.
1. Barriosde Luna	440	España	1983
2. Sunshine Sky way	366	E.U.A.	1987
3. Posadas Encarnación	330	Argentina	1988
4. Brottone	320	Francia	1977
5. Pasco Kennewick	299	E.U.A.	1977
6. Coatzacoalcos	288	México	1984

Adicionalmente a los puentes vehiculares, se tiene información de que existen más de 50 pasarelas peatonales atirantadas, en estas obras Japón también a construido un porcentaje muy importante.

#### 2.2.2 Elementos de un puente atirantado

Los elementos más relevantes para la definición del proyecto de un puente atirantado son los tirantes, la pila o mástil y el tablero. Estos tres elementos están correlacionados y sus características geométricas y mecánicas dependen en gran parte de la configuración del sistema de atirantamiento. Es conveniente hacer mención de los aspectos que intervienen para su elección.

#### Tirantes

Longitudinalmente, los tirantes pueden disponerse en tres

posiciones: en abanico, cuando todos los tirantes convergen en el vértice del pilón, solución aplicada en los puentes Severin, Zárate, Brazo largo, Pasco Kennewick, entre otros; en semiabanico si los tirantes se distribuyen regularmente en la parte superior del pilón. Esta disposición, poco diferente de la anterior, ofrece la ventaja de facilitar la continuidad o el anclaje en el pilón, como ocurre en los puentes de Brottone, Coatzacoalcos, Bonn, etc.; en arpa, cuando todos los tirantes son paralelos. Esta disposición disminuye los riesgos de inestabilidad elástica del pilón, por la distribución de los tirantes en toda su altura, lo que permite simplificaciones constructivas importantes, debido a que conservan el mismo ángulo de incidencia. Con esta forma se resolvieron la mayoría de los puentes sobre el río Rhin, en las proximidades de la Ciudad de Dusseldorf. (Ver figs. 2.2.2.1, 2.2.2.2 y 2.2.2.3).

Transversalmente, los tirantes pueden disponerse contenidos en un plano situado en el eje del tablero, denominándose suspensión axial, o en dos planos laterales paralelos o convergentes, solución que se denomina suspensión lateral (Ver fig. 2.2.2.4).

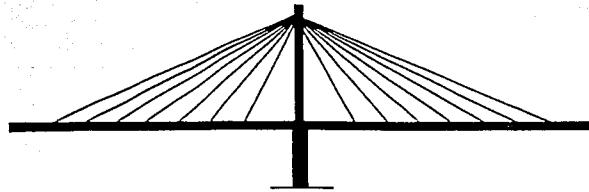
Desde el punto de vista arquitectónico, las soluciones que presentan las condiciones mas satisfactorias son la disposición axial y la de arpa, aún cuando se tengan 2 planos de suspensión, por permanecer todos los cables paralelos, cualquiera que sea el ángulo bajo el cual se observe la obra.

Sin embargo, la mayor eficiencia y economía se logra con la suspensión en abanico. Se ha demostrado que en el caso de suspensión total del tablero -cuando éste no se apoya en la pila- la relación entre la altura del pilón y la longitud del claro principal puede ser de 0.20 para la suspensión en abanico y llegar hasta 0.50 para la solución en arpa, lo que significa diferencias en el acceso de los tirantes y los materiales del pilón. Para esbelteces entre 0.15 y 0.25 pueden lograrse resultados muy positivos, utilizando una disposición en semiabanico, sobre todo si el número de tirantes es importante, por el problema que presenta el anclaje de estos en el pilón.

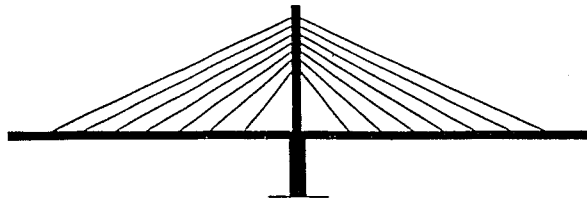
La optimización de la disposición de los tirantes requiere de estudios muy completos en los que deben tomarse en cuenta todas las condiciones para la estabilidad general de la estructura como pueden ser, los efectos dinámicos por las cargas de servicio, por el viento, el sismo, etc., el comportamiento no lineal de la estructura, los efectos de fluencia y retracción y los procesos constructivos.

#### Pila (pilón) o mástil

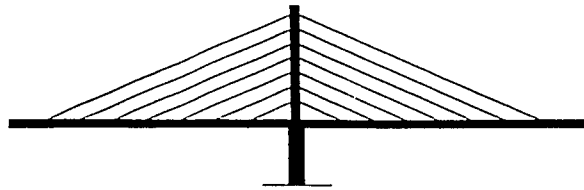
Las características geométricas del pilón dependen en gran par



ABANICO

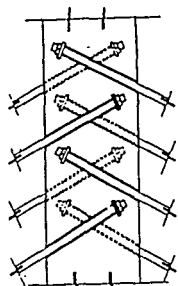


MEDIO ABANICO

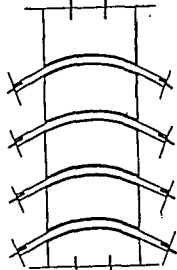


ARPA

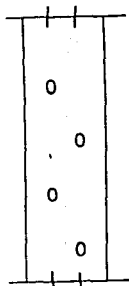
DISPOSICION LONGITUDINAL DE LOS  
TIRANTES



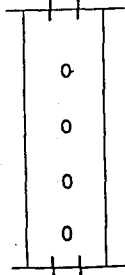
CORTE LONGITUDINAL  
CRUZADOS



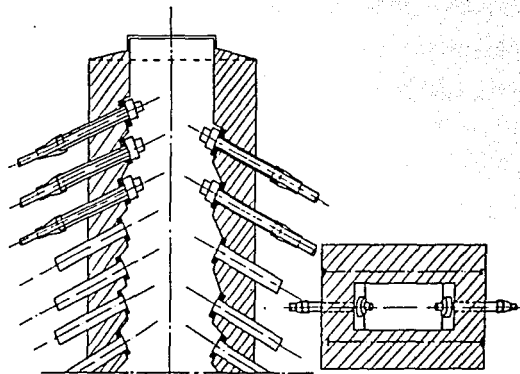
CORTE LONGITUDINAL  
CONTINUOS



CORTE TRANSVERSAL



CORTE TRANSVERSAL

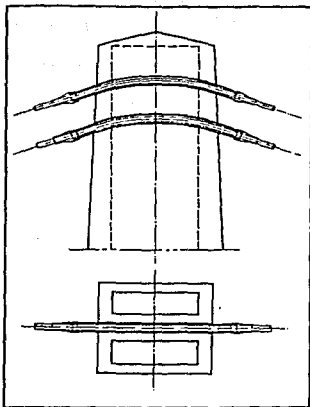


CORTE LONGITUDINAL  
DISCONTINUOS

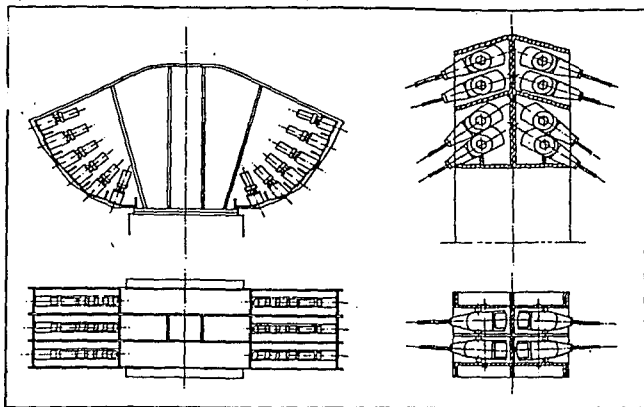
PLANTA

DISPOSICION DE LOS TIRANTES  
EN EL MASTIL

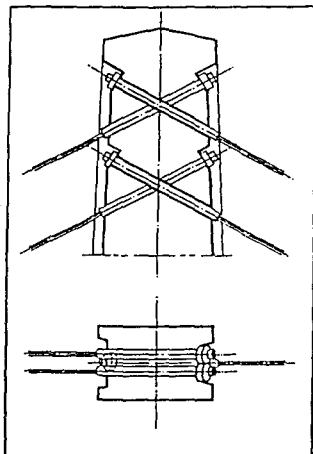
Fig.2.2.2.2



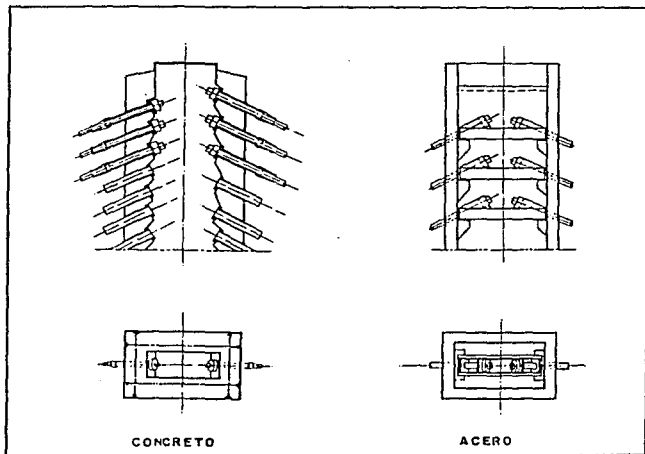
SOPORTE DE LOS TIRANTES CONTINUOS



DISPOSITIVO DE DIFUSION DE TIRANTES INCORPORADO, ANCLAJES AGRUPADOS.



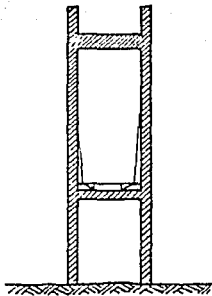
CRUZAMIENTO DE LOS TIRANTES



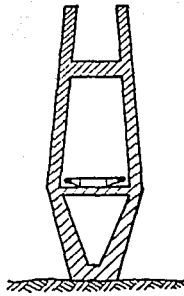
DISPOSITIVO DE DIFUSION DE TIRANTES INCORPORADO, ANCLAJES DISTRIBUIDOS.

Fig. 2.2.2.3

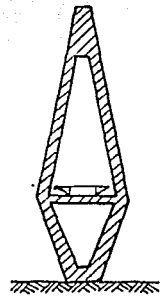




SOLUCION "A"

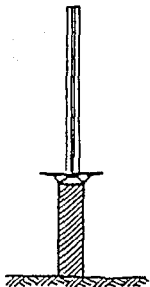


SOLUCION "B"

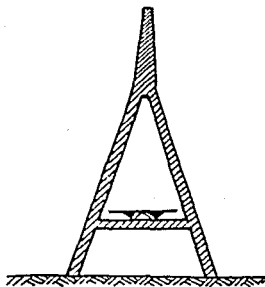


SOLUCION "C"

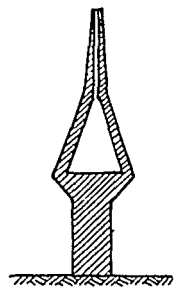
ATIRANTAMIENTO LATERAL



SOLUCION "A"



SOLUCION "B"



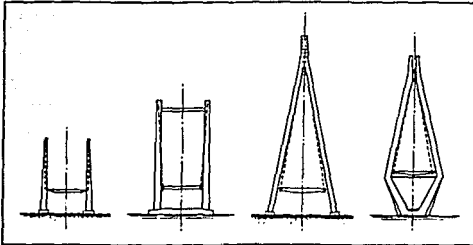
SOLUCION "C"

ATIRANTAMIENTO AXIAL

TIPOS DE PILAS — PILON

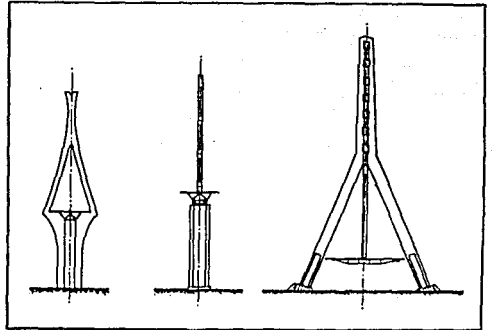
te, como ya se mencionó, de la configuración del atirantamiento, teniéndose pilones en forma de marco cerrado, como los correspondientes a los puentes Barrios de Luna, Annacis, Rande, etc., columnas libres empotradas a la pila o el tablero, en forma de "V" ó de "Y", o en forma de "A", como los que tienen los puentes de Saint Nazarre, Coatzacoalcos, Flehe Spences, Brottone, etc. (Ver figs. 2.2.2.5. y 2.2.2.6).

Los pilones pueden quedar constituidos por una estructura metálica, como es el caso del puente Kohbrand, o por elementos de concreto reforzado.



ARREGLO TRANSVERSAL DE LOS TIRANTES, DOS EJES DE SUSPENSION.

Fig. 2.2.2.5



ARREGLO TRANSVERSAL DE LOS TIRANTES, UN EJE DE SUSPENSION

Fig. 2.2.2.6

### Tablero

La definición de la sección transversal del tablero depende de la configuración del atirantamiento, influyendo además en forma importante el número de torones y si el tablero es de concreto, metálico o mixto, procurando que éste sea lo más ligero posible, pero garantizando su estabilidad aerodinámica y su facilidad de construcción.

Si el atirantamiento es axial, la sección cerrada es la más eficiente, debiendo tener un peralte suficiente para obtener la rigidez torsional necesaria. Si el atirantamiento es lateral, el efecto de torsión se reduce notablemente; la sección puede ser abierta y su peralte mínimo.

En general, en los puentes con tablero metálico se ha venido usando un número reducido de tirantes, como es el caso de los

puentes Erskine, Hamsebrug ó Mannehim. Esto produce una flexión general considerable y flexiones locales entre los puntos de suspensión, que generan momentos flexionantes importantes para las cargas permanentes y móviles, lo que motiva que los tableros requieran de grandes peraltes.

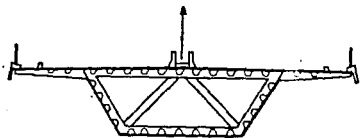
Así mismo, en los primeros puentes con tablero de concreto también se dispuso de un número mínimo de tirantes. Morandi, arquitecto italiano contemporáneo, en el puente de Maracaibo únicamente colocó dos tirantes para un claro de 235 m. Con esta misma tecnología se construyeron varias obras muy similares en su concepción: los puentes Wadi Kuf, Polcevera y Chaco Corrientes. (Ver figs. 2.2.2.7, 2.2.2.8, 2.2.2.9 y 2.2.2.10).

A través del tiempo, el número de tirantes se ha venido aumentando, por las ventajas que esto representa, sobre todo para el caso de los tableros de concreto donde lo ideal es colocar un tirante por cada dovela, con lo cual se reduce notablemente la esbeltez y el peso del tablero, sobre todo si el atirantamiento es lateral. Con esto se reduce prácticamente a cero la flexión local, al equilibrarse el efecto de las cargas de peso propio con la componente vertical de la tensión del tirante y quedar comprimida la sección por efecto de la componente horizontal, lo que le proporciona capacidad para la flexión general, que en este caso resulta mínima por la rigidez del conjunto. Sin embargo, esta solución no es práctica ni económica ya que la longitud conveniente de cada dovela es de 3 a 4 metros, ya sea coladas en el lugar o precoladas. Además la gran cantidad de tirantes hace el efecto de una "vela" para la acción del viento transversal. Resulta práctico colocar los tirantes entre 7 y 10 m. Otra ventaja de utilizar un atirantamiento múltiple es el manejar cables de baja capacidad, con lo cual se puede simplificar los procedimientos constructivos y uniformizar los dispositivos del anclaje. (Ver figs. 2.2.2.11).

Lo anterior también tiene validez cuando se utilizan tableros metálicos, principalmente si la losa es de concreto, como es el caso del puente Annacis o el del puente Higashi Kobe Suiro que tiene un tablero de armadura, de forma similar a la de los puentes suspendidos por cables curvos.

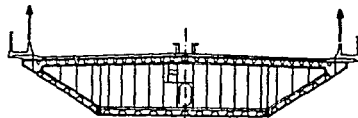
Con esta nueva morfología, las expectativas para resolver claros mayores es muy factible. Ya se ha realizado un anteproyecto para un puente en el Estrecho de Messina, con un claro de 1,300 m.

SECCION TRANSVERSAL



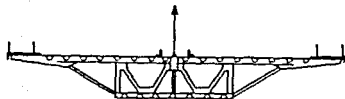
SOLUCION "A"

SECCION TRANSVERSAL



SOLUCION "A"

SECCION TRANSVERSAL



SOLUCION "B"

SECCION TRANSVERSAL



SOLUCION "B"

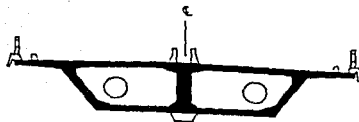
ATIRANTAMIENTO AXIAL

ATIRANTAMIENTO LATERAL

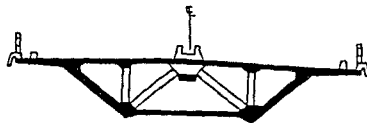
TABLEROS DE ACERO

Fig. 2.2.2.7

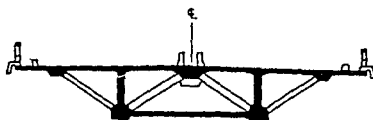
SECCIONES TRANSVERSALES



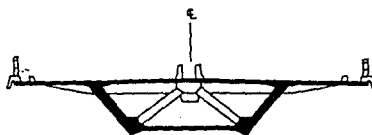
SOLUCION "A"



SOLUCION "B"



SOLUCION "C"



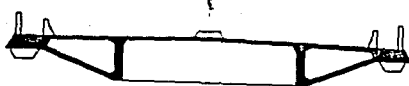
SOLUCION "D"

ATIRANTAMIENTO AXIAL

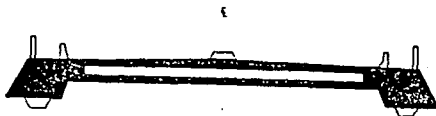
TABLERO DE CONCRETO

Fig 2.2.2.8

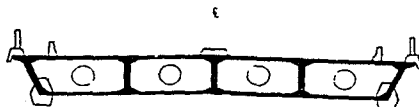
SECCIONES TRANSVERSALES



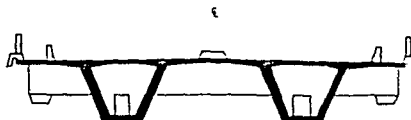
SOLUCION "A"



SOLUCION "B"



SOLUCION "C"



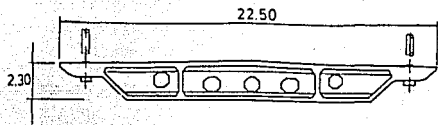
SOLUCION "D"

ATIRANTAMIENTO LATERAL

TABLERO DE CONCRETO

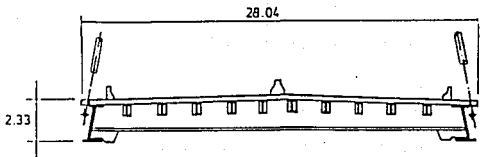
Fig. 2.2.2.9

a) PUEBTE BARROS DE LUNA, ESPAÑA.

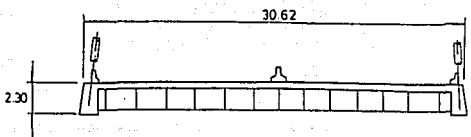


TABLERO DE CONCRETO CON EL CANTILEVER COLADO EN SITIO.

b) PUEBTE WEIRTON - STEUBENVILLE, E.U.A.  
ALTERNATIVAS HECHAS PARA COMPARAR SISTEMAS DE ACERO Y CONCRETO

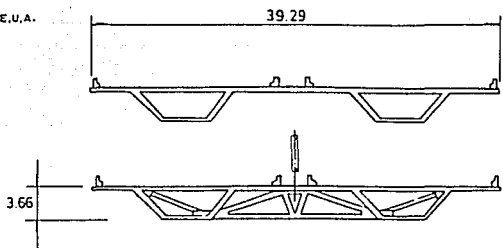


TABLERO DE ACERO



TABLERO DE CONCRETO ( SIN EXITO )

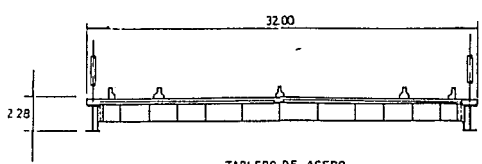
c) PUEBTE JAMES RIVER, E.U.A.



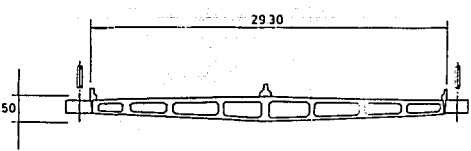
SECCION TRANSVERSAL GENERAL DEL TABLERO.

SECCION TRANSVERSAL MODIFICADA EN ZONAS DE ANCLAJE DE CABLES

d) PUEBTE ANHACIS, CANADA  
ALTERNATIVAS PRESENTADAS PARA TABLEROS DE ACERO Y CONCRETO.

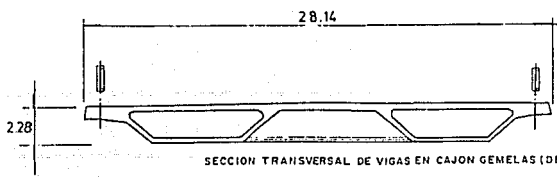


TABLERO DE ACERO

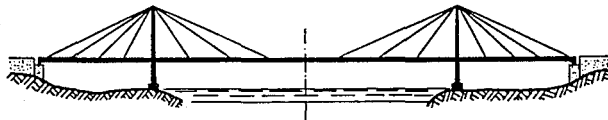


TABLERO DE CONCRETO ( SIN EXITO )

e) PUEBTE COCHRANE, USA.



SECCION TRANSVERSAL DE VIGAS EN CAJON GEMELAS (DE CONCRETO)



CONFIGURACION DEL DESARROLLO DE ATIRANTAMIENTO

Fig. 2.2.2. II



### Cables y anclajes

Los elementos más importantes del Sistema de Atirantamiento de una estructura son los cables. De ellos depende la estabilidad de la obra, sin embargo, por sus condiciones de operación, están muy expuestos a los efectos de fatiga y de corrosión. Para elegir el tipo de cable que garantice la mayor seguridad es necesario conocer con detalle las características y el comportamiento de todas las partes que lo integran. Esto significa la realización de estudios especiales y de un número importante de pruebas y ensayos de laboratorio.

Los conceptos que requieren una atención especial son: la forma y tipo del acero, características del sistema de anclaje, capacidad de resistencia estática y a la fatiga del conjunto, procedimiento de protección contra la corrosión, formación, manejo, colocación y puesta en tensión de los cables, empotramiento dinámico por efecto de las cargas móviles, principalmente por el viento y la sustitución de los cables.

El acero se ha venido proporcionando por medio de alambres armados "cable-cerrado" y alambres o torones paralelos, con resistencia a la ruptura entre 160 y 190 kg/mm<sup>2</sup>, bajo grado de relajación, poco susceptible a la corrosión y una capacidad útil determinada por un esfuerzo máximo con valor del 45% del esfuerzo de ruptura y para una acción dinámica de 2 millones de ciclos con un rango de variación de 16 a 20 kg/mm<sup>2</sup>. Los cables formados por alambres o torones paralelos tienen un mejor comportamiento elástico, por presentar un módulo de elasticidad bien definido.

La capacidad del cable a la fatiga depende fundamentalmente de la forma de fijación del acero en los dispositivos de anclaje y de la amplitud de variación de sus esfuerzos, la cual se comprueba realizando ensayos de laboratorio.

Los dispositivos de anclaje más utilizados son los desarrollados por BBR para alambres de 7 mm de diámetro. La empresa inglesa British Rope fabricó con alambres galvanizados de 7 mm los cables y sus anclajes para el puente de Annacis.

Para torones de 15 mm de diámetro, Freyssinett Internacional y la empresa española Centro de Trabajos Técnicos han desarrollado anclajes para los cables usados en los puentes de Brotonne, Rande, Coatzacoalcos y Barrios de Luna, entre otros.

En la mayoría de los anclajes los alambres o los torones presentan una desviación dentro del cuerpo de éstos y para fijarlos se usa una resina dura, en algunos casos mezclándole pequeñas

esferas de metal o relleno de zinc. En otros casos se ha colocado dentro del cuerpo del anclaje una resina blanda como protección contra la corrosión. En la cabeza del anclaje la fijación se logra por medio de botones en el caso de los alambres y por medio de cuñas para los torones.

En los primeros puentes atirantados modernos se utilizaron cables cerrados protegiéndolos por medio de pintura únicamente, protección que resultó insuficiente, siendo necesario sustituir varios de ellos. En el puente Kohlbrand, a los 6 años de haberse terminado la construcción se cambiaron todos los cables.

La protección que más garantía ha ofrecido, es el uso de tubos de acero o de polietileno como ducto y la inyección de una lechada de cemento. La duración de los tubos de polietileno está garantizada por 20 años, tiempo que tienen los primeros que se usaron, pero se estima que llegará hasta 40 ó 50 años, si su manejo es adecuado durante su transporte, colocación e inyección; presentan gran facilidad para su colocación y permite prefabricar los cables. Los tubos de acero requieren de una protección con pintura, su colocación es lenta y difícil cuando los cables son de gran longitud.

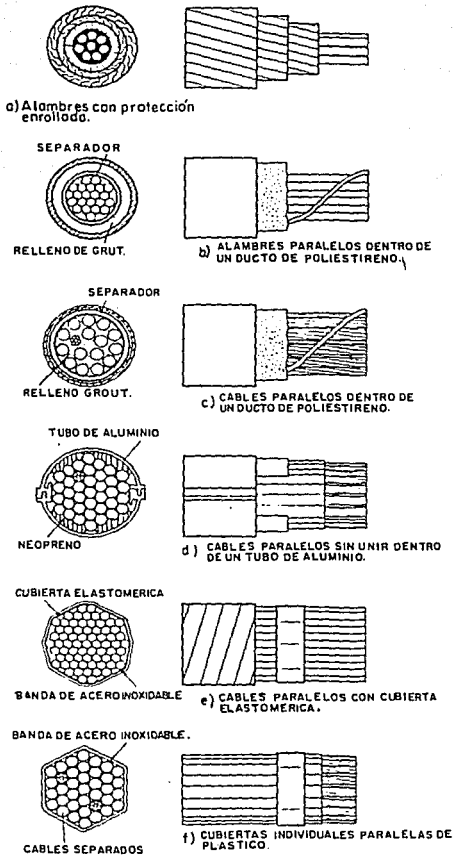
Ultimamente se han realizado pruebas con resultados muy satisfactorios para utilizar cera en lugar de lechada de cemento, material que presenta ventajas y garantiza una mejor protección. La aplicación de este procedimiento de protección se inició a fines del año de 1987 en un puente construido en Bélgica y se utilizó en los tirantes del puente Tampico.

Las empresas fabricantes de acero para cables están produciendo torones protegidos individualmente por un recubrimiento de grasa y forrados por polietileno.

En las figuras 2.2.2.12 y 2.2.2.13 se muestran diferentes tipos de protección contra la corrosión en cables. La figura 2.2.2.14 muestra la forma de un anclaje "activo" típico, es en general un cilindro roscado en cuyo extremo se acuan los torones, la rosca permitirá ajustar la tensión a que se encuentre el conjunto de torones.

En la figura 2.2.2.15 se muestra el arreglo general de un tirante con sus partes típicas.

CONTENIDO Y CONSTRUCCION DE DIFERENTES TIPOS DE CABLES



TIPOS DE CABLES PARA TIRANTES.

Fig. 2. 2. 2. 12

TIPOS DE PROTECCION DE LOS CABLES


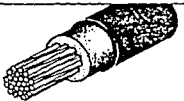

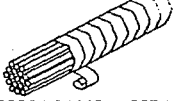
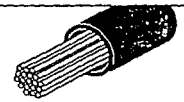
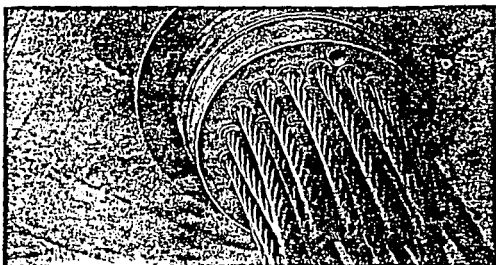
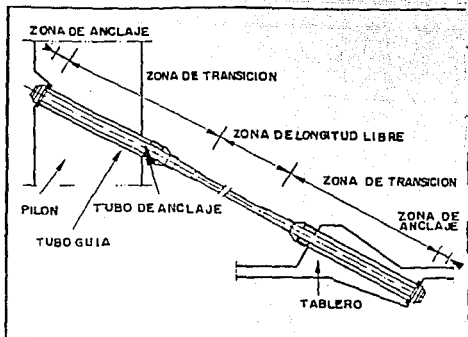
PROTECCION RIGIDA	<ul style="list-style-type: none"> <li>- TORON NORMAL ó GALVANIZADO</li> <li>- GROUT</li> <li>- TUBO DE ACERO</li> </ul>	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- TORON NORMAL ó GALVANIZADO</li> <li>- GROUT</li> <li>- TUBO DE POLIETILENO</li> </ul>	
PROTECCION FLEXIBLE	<ul style="list-style-type: none"> <li>- TORON NORMAL ó GALVANIZADO</li> <li>- BREA EPOXICA, GRASA ó CERA</li> <li>- TUBO DE POLIETILENO</li> <li>- REVESTIMIENTO REFLECTOR</li> </ul>	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- TORON NORMAL ó GALVANIZADO INDIVIDUALMENTE PROTEGIDO POR UNA VAINA DE PE, CON ó SIN UNA CAPA INTERMEDIA DE BREA, CERA ó GRASA.</li> <li>- ELASTOMERO ó UNA BANDA AISLANTE TERMICA ó UN HULE RIGIDIZANTE.</li> </ul>	
	<ul style="list-style-type: none"> <li>- TORON NORMAL ó GALVANIZADO, INDIVIDUALMENTE PROTEGIDO POR UNA VAINA DE PE, CON ó SIN UNA CAPA INTERMEDIA DE BREA, CERA ó GRASA.</li> <li>- ABRAZADERA DE HULE Y TUBO DE POLIETILENO.</li> </ul>	

Fig. 2. 2. 2. 13



ANCLAJE STRONGHOLD TIPO B

Fig. 2.2.2.14



ARREGLO GENERAL DE UN TIRANTE TIPO FREYSSINET SE MUESTRAN ZONAS TÍPICAS.

Fig. 2.2.2.15

El efecto dinámico en los cables también es muy importante especialmente porque su comportamiento aerodinámico puede llegar a ser peligroso para puentes con pocos tirantes y gran claro al producirse oscilaciones con una frecuencia que llegue hasta la resonancia. Para un sistema de atirantamiento múltiple la posibilidad de inestabilidad es muy reducida, por la interferencia de la diferente frecuencia de oscilación de los cables.

Otro problema dinámico es la oscilación de los mismos cables, como ocurrió en algunos del puente Brottone, donde fue necesario instalar sobre el tablero un sistema de amortiguadores. En otros puentes se han usado amortiguadores a base de neopreno.

En el diseño de la estructura y la elección de los cables debe preverse la sustitución de éstos, por motivos como: posibles accidentes de tránsito, deterioro debido a la corrosión, etc.

Hasta 1989 se encuentran en construcción varios puentes atirantados en el mundo, destacándose los que se realizan en Japón por la magnitud de su claro principal, como el puente Tsurami con tablero de acero, un claro máximo de 510 m y una altura de pylon de 172 m que con sus dimensiones romperá todos los records establecidos hasta el momento.

#### Fijación de los cables al sistema de piso y a los mástiles

Los anclajes de los cables pueden ser de 2 tipos: activos y pasivos. Los anclajes activos son aquellos desde los cuales se

realizan las operaciones de tensado de tal forma que sus partes pueden regular la posición de los torones para tensar o destensar, ya sea, torón por torón o el conjunto de torones completo. El anclaje pasivo funciona únicamente como fijación permanente de los torones.

En los puentes atirantados elegir que tipo de anclaje se colocará en cada extremo de los tirantes depende de ciertas condiciones de la estructura. Es común que los anclajes activos se coloquen en el extremo superior de las columnas cuando el acceso para colocarlos y revisarlos en el sistema de piso es difícil, como es el caso de la mayor parte de los puentes atirantados que salvan claros sobre ríos o mar. En otros casos es más fácil realizar las operaciones de tensado, revisiones y mantenimiento cuando los anclajes activos se encuentran en el tablero o sistema de piso.

De cualquier forma la conexión es siempre compleja y representa uno de los detalles más importantes en el funcionamiento de los puentes atirantados. En las figs. 2.2.2.16 y 2.2.2.17 se muestran diferentes tipos de conexiones de los cables a los mástiles y al sistema de piso. Como se puede ver, los principales problemas a que se enfrenta el diseñador son: las dimensiones de la conexión y el reducido espacio para localizarla, la necesidad de proveer accesos seguros, y estructuralmente, la concentración de esfuerzos resultante de la aplicación de la tensión del tirante en un punto de la estructura.

En la figura 2.2.2.16 se indica la posición de los elementos de un tirante. En el extremo superior se ha colocado el anclaje activo, este es roscado para permitir ajustes de tensión de todo el cable. En el extremo inferior se ha colocado el anclaje pasivo, este tiene unos candados individuales para cada torón para evitar el posible corrimiento de los torones. Dentro de cada tubo de acero se ha colocado amortiguadores para disminuir los efectos de la vibración provocada por la carga viva o el viento. Los amortiguadores son anillos de acero y neopreno que confinan al conjunto de torones que forman un cable, disminuyen la vibración del grupo y disipan la energía transmitiendo a los tubos de acero antes de que llegue a la zona de anclaje, donde sería más dañina.

También se muestra en la fig. 2.2.2.16 dos procedimientos de tensado:

- a) Tensando torón por torón con un gato monofilar. Este procedimiento tiene la desventaja de que no es sencillo igualar las fuerzas que deben tener los torones una vez que se ha tensado todo el grupo de ellos.

A) TENSANDO TORONES INDIVIDUALMENTE CON UN GATO MONOFILAR

B) TENSANDO EL TIRANTE COMPLETO CON UN GATO QUE SE ENSAMBLA AL ANCLAJE

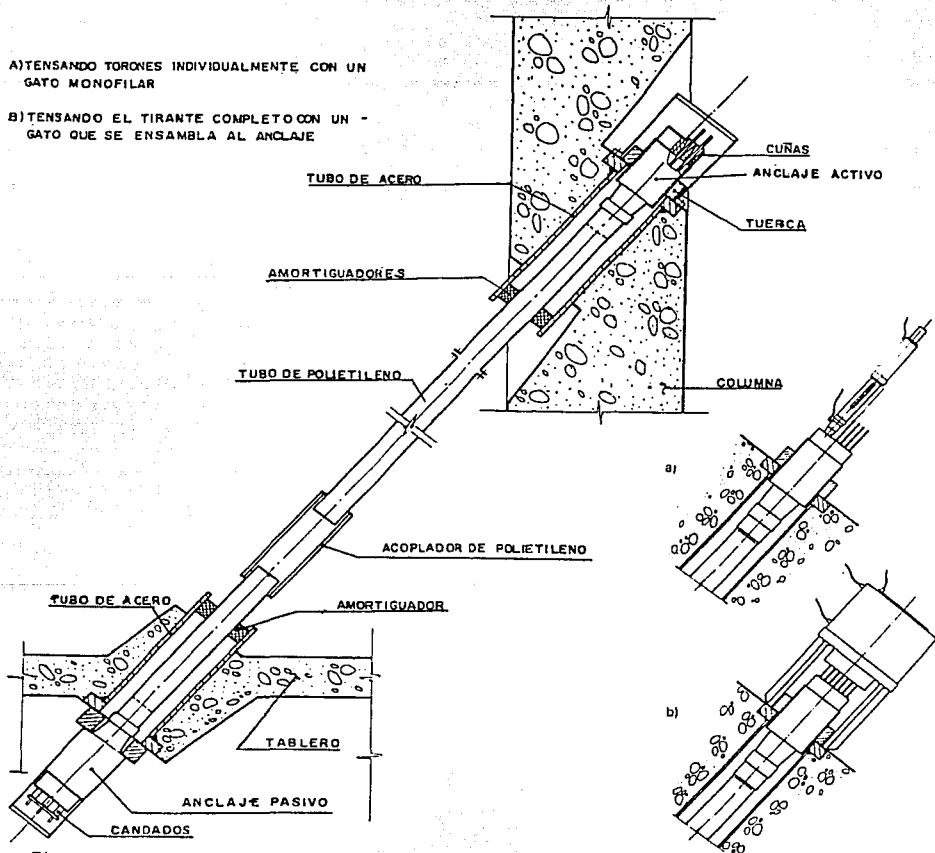
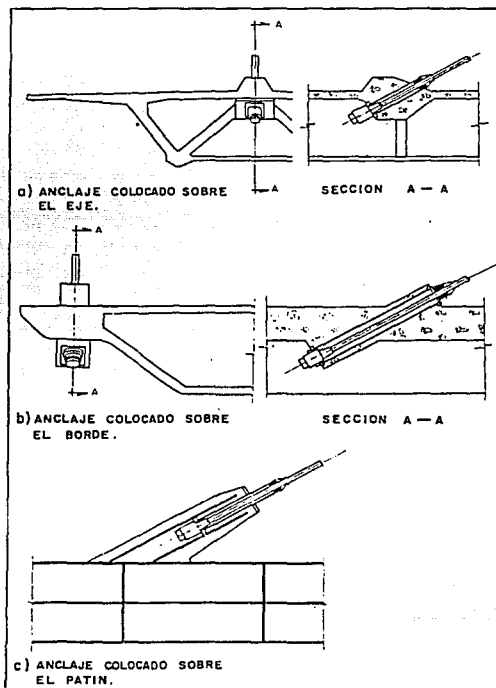


Fig. 2.2.2.16

- b) Tensando todo el conjunto de torones que forman al cable por medio de un gato general. Este procedimiento asegura que el incremento o descenso de fuerza que se aplica al cable es común y el mismo para todos los torones del cable.



TRES DIFERENTES CONFIGURACIONES DE ANCLAJES AL TABLERO.

Fig. 2.2.2.17

La figura 2.2.2.17 muestra 3 formas típicas para fijar un tirante al tablero:

- a) Cuando se tiene suspensión axial y la hilera de tirantes se localiza sobre el eje central del puente. En ese caso las maniobras de colocación, tensado y mantenimiento se realizan desde dentro de la sección en cajón.

- b) Cuando se tiene suspensión lateral y las hileras de tirantes se localizan a los lados del tablero. En ese caso es difícil realizar la colocación y los tensados en el extremo inferior del cable, por lo que se prefiere colocar los anclajes activos en el mástil, siempre que sea más sencillo realizar los tensados desde ahí.
- c) Cuando se tienen traveses de acero la conexión de los cables al tablero es más compleja, ya que se tienen que diseñar arreglos de placas que unan al anclaje con la trabe. En esos casos es preferible que la conexión se haga sobre el patín, evitando excentricidades con respecto a la trabe.

Finalmente hablaremos de las cuñas. Los diferentes sistemas de anclaje que se usan comúnmente fijan al cable por medio de cuñas de acero de alta resistencia; debido al funcionamiento del tirante durante la vida útil del puente este se ve sometido a grandes variaciones de esfuerzo que son transmitidas a las cuñas y al anclaje. Por lo anterior la resistencia a la fatiga es fundamental en estos elementos. Después de un cierto tiempo la cuña se puede incrustar en los hilos de los torones gastándolos de forma que pierden sección en los puntos de acunamiento, por ello es importante la forma de las cuñas y su comportamiento a largo plazo ante esfuerzos repetidos.

En la fig. 2.2.2.18 se muestra la forma típica de una cuña y su posición durante los ciclos de esfuerzos.

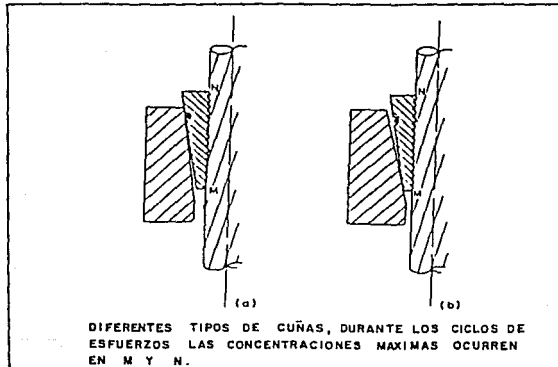


Fig. 2.2.2.18



## 2.3 Los puentes sobre la Calzada Ignacio Zaragoza

### 2.3.1 Antecedentes

Como ya se comentó, estos puentes pueden considerarse como una obra inducida del paso del Metro sobre la Calzada Ignacio Zaragoza.

Al continuar los estudios para definir las características del Metro se presentaron dos posibilidades básicas:

- a) El Metro se eleva en los cruces con las avenidas importantes, (tipo montaña rusa).
- b) Las vialidades transversales importantes se elevan sobre la Calzada.

Se decide esta segunda alternativa considerando que permite que la Calzada sea una vía de acceso controlado.

Tomada esta decisión se realiza el proyecto de los puentes con la condición básica de que deben salvar un claro central de 50 m aproximadamente para librar los dos sentidos principales de la Calzada y el Metro que corre entre ellos.

El proyecto se realiza con estructuras convencionales a base de traves de gran peralte, pero se encuentra que estas soluciones son extremadamente costosas. Se decide por ello estudiar nuevas alternativas y entre ellas resulta favorable la estructura atirantada de paso a través.

Las posibles estructuraciones estudiadas incluían armaduras de paso a través, traves de acero soportadas por tirantes, arcos de acero o traves de concreto presforzado. Estas opciones las podemos observar en las figuras 2.3.2.1, 2.3.2.2, 2.3.2.3, 2.3.2.4 y 2.3.2.5.

La tabla de la fig. 2.3.2.5 muestra un estudio comparativo de las alternativas anteriores, en el que se ven algunas ventajas de la estructura atirantada.

En cuanto a la alternativa atirantada se estudiaron varias opciones con diferente número y posición de tirantes, y también diferente posición de apoyos de concreto. Ahora se trataba de definir que opción atirantada brindaba una mejor solución. Algunas de esas alternativas aparecen en las figs. 2.3.2.6 y 2.3.2.7.

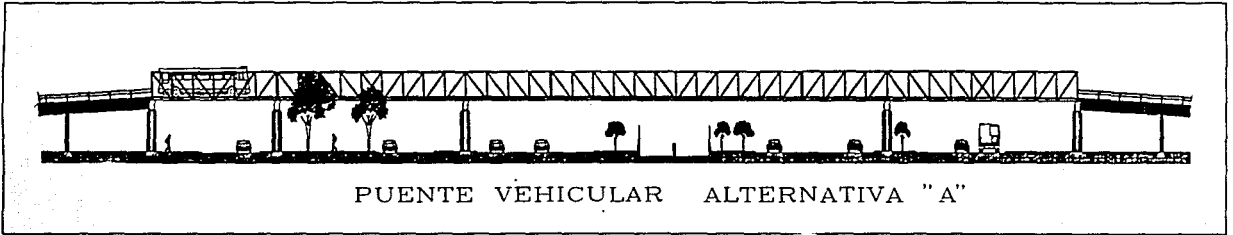


Fig. 2.3.2.1

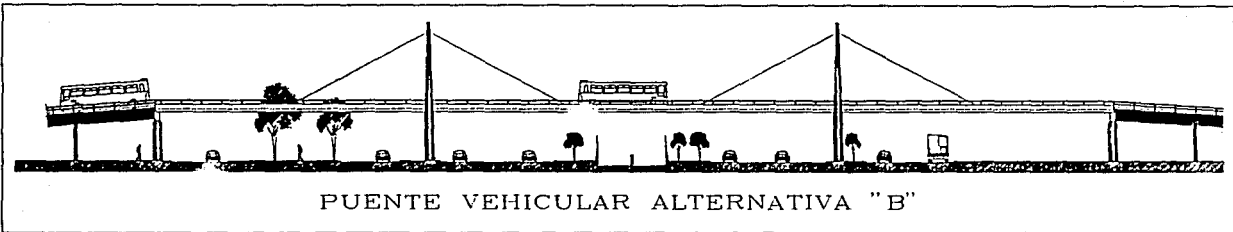


Fig. 2.3.2.2

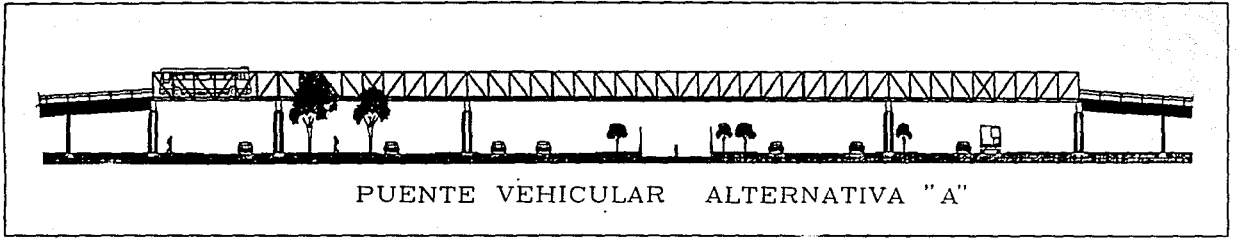


Fig. 2.3.2.1

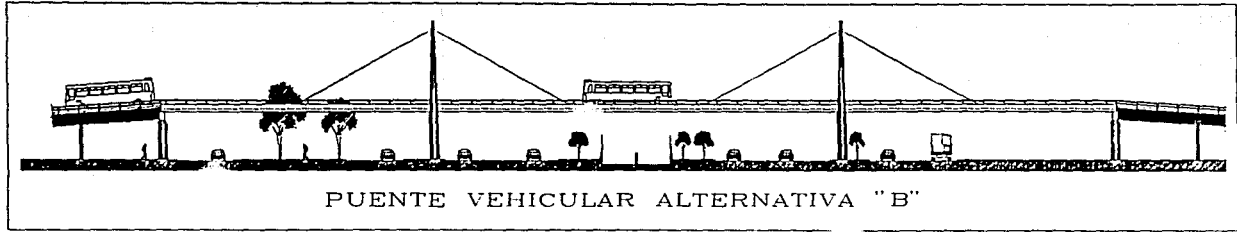


Fig. 2.3.2.2

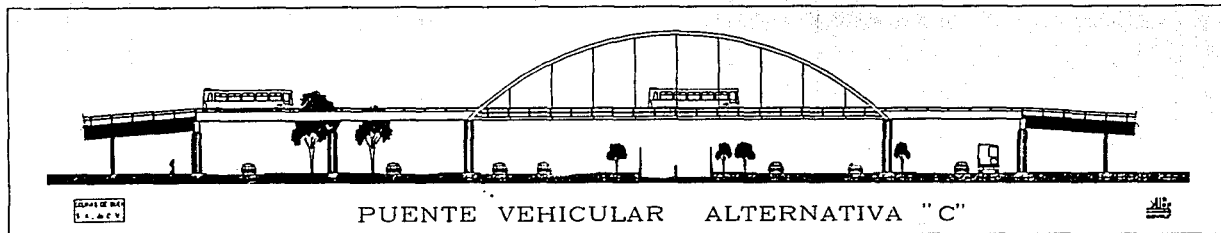


Fig. 2.3.2.3

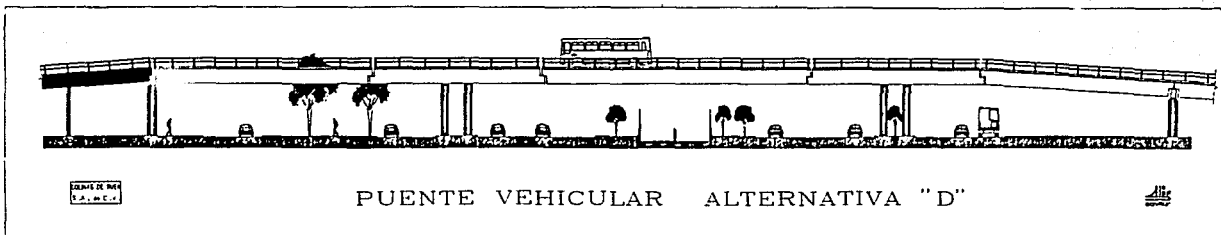


Fig. 2.3.2.4

## ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURACION EN PUENTE VEHICULAR

CONCEPTOS	"A" ARMADURAS		"B" ATHRANTADO				"C" ARCO		"D" PRESFORZADO
	I	II	I	I	I	II	I	II	
SOLUCION	**	**	**	**	**	**	**	**	*
LONGITUD (m)	334.6	334.6	334.6	334.6	334.6	334.6	334.6	371.3	
PESO DE LA SUPERESTRUCTURA II ( Kg/m <sup>2</sup> )	480	321	443	443	283	451	248	1330	
COSTO \$ / METROS <sup>2</sup> EN MILES DE PESOS II,31	584.8	706.6	460.6	443.1	576.4	485.6	587.1	592.4	
COSTO TOTAL EN MILLONES DE PESOS II,40	2016.6	2439.9	1590.5	1530.0	1990.3	1676.8	2027.3	2270.0	

### NOTAS RELATIVAS AL PROYECTO DE LOS PUENTES VEHICULARES SOBRE LA CALZADA IGNACIO ZARAGOZA

- 1.- SE UTILIZARA UN PUENTE DE PASO ATRAVES DE MODO DE PODER REDUCIR EL GALBO VERTICAL Y CON ELLO LA LONGITUD TOTAL DEL PUENTE: UNA CONSECUENCIA ADICIONAL PUEDE SER LA DE REDUCIR AFECTACIONES EN ZONAS DE GAZAS
- 2.- LOS PUENTES CANAL DE SAN JUAN Y REP. FEDERAL DEBEN REALIZARSE EN DOS ETAPAS ESTO PERMITE NO REALIZAR UNA INVERSION INICIAL MAYOR A LA NECESARIA ACTUALMENTE.
- 3.- SE UTILIZARA UNA ESTRUCTURA LIGERA, TENIENDO EN CUENTA QUE DADAS LAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO EN LA ZONA, ESTO RESULTA IMPORTANTE EN EL COSTO DE LA CIMENTACION.
- 4.- SE UTILIZARA UNA CIMENTACION PARCIALMENTE COMPENSADA Y COLUMNAS COLADAS EN SITIO CUYA CONSTRUCCION SE REALIZARA SIMULTANEAMENTE CON LA FABRICACION EN TALLER DE LA SUPERESTRUCTURA QUE SERA PREFABRICADA ESTO PERMITIRA LA CONSTRUCCION DEL PUENTE DE MANERA RAPIDA.
- 5.- SE CUIDARA QUE LOS EFECTOS DEL PUENTE SOBRE EL TERRENO NO AFECTEN EN NINGUNA ETAPA COSRUCTIVA NI EN EL FUTURO, AL FUNCIONAMIENTO DEL METRO LIGERO QUE CORRE POR EL CENTRO DE LA CALZADA.

- 1) SE VALIO PARA LA ZONA CENTRAL DEL PUENTE EN UN TRAMO DE 50 m.
- 2) LOS PRECIOS SE TOMARON DEL MANUAL DE COSTOS, PARA CONTRUCTORES EDITADA POR INFORMATICA PRISMA S.A. DE C.V. /MARZO 1989
- 3) SE INCLUYE COSTO DE LA ESTRUCTURA PAVIMENTA Y CARPETA ASFALTICA
- 4) PARA EL TOTAL SE CONSIDERO UN ANCHO DE 8.00 mts. Y UN 20% ADICIONAL POR ACCESORIOS E INSTALACIONES

SISTEMA DE PISO:  
I CON LISA DE CONCRETO  
II ORTOTOPICO  
\* \* PASO A TRAVES  
+ PASO SUPERIOR

#### ACTIVIDADES

FUNDICION DE PAVIMENTO  
FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA  
MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA  
DISEÑADOR CIMENTACION Y COLUMNAS  
FUNDICION DE CONCRETO  
ACABADO E INSTALACIONES

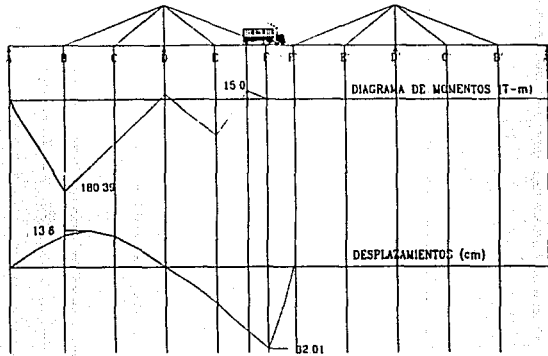
ACTIVIDADES	PROGRAMA DE OBRA																			
	S		E		M		A		N		A		S							
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
FUNDICION DE PAVIMENTO																				
FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA																				
MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA																				
DISEÑADOR CIMENTACION Y COLUMNAS																				
FUNDICION DE CONCRETO																				
ACABADO E INSTALACIONES																				

COLINAS DE BUEN  
S.A. de C.V.

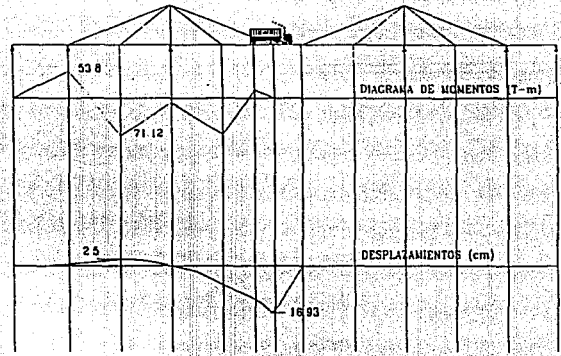


Fig. 2.3.2.5

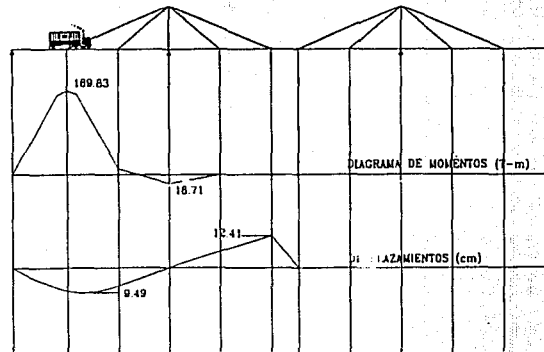
# ANÁLISIS DE APOYOS



ALTERNATIVA SIN APOYOS EN B y B'

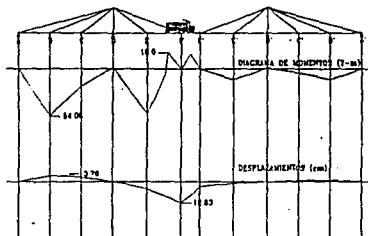


ALTERNATIVA CON APOYOS EN B y B'

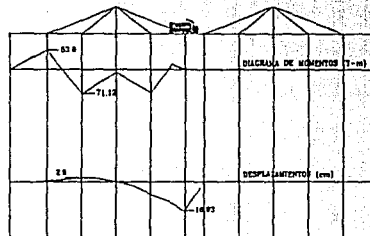


ALTERNATIVA SIN APOYOS EN B y B'

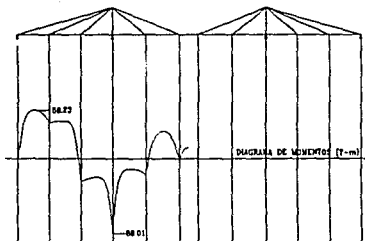
# ANÁLISIS DE APOYOS



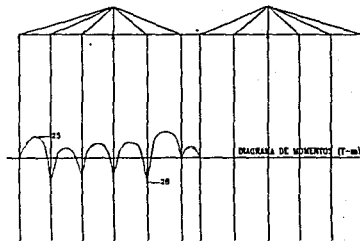
ALTERNATIVA SIN APOYOS EN B y B'



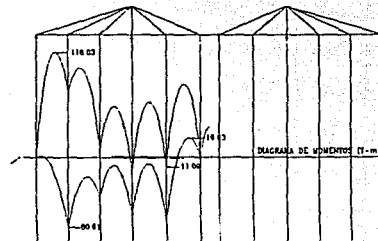
ALTERNATIVA CON APOYOS EN B y B'



ALTERNATIVA SIN APOYOS EN B y B'  
CARGA MUERTA

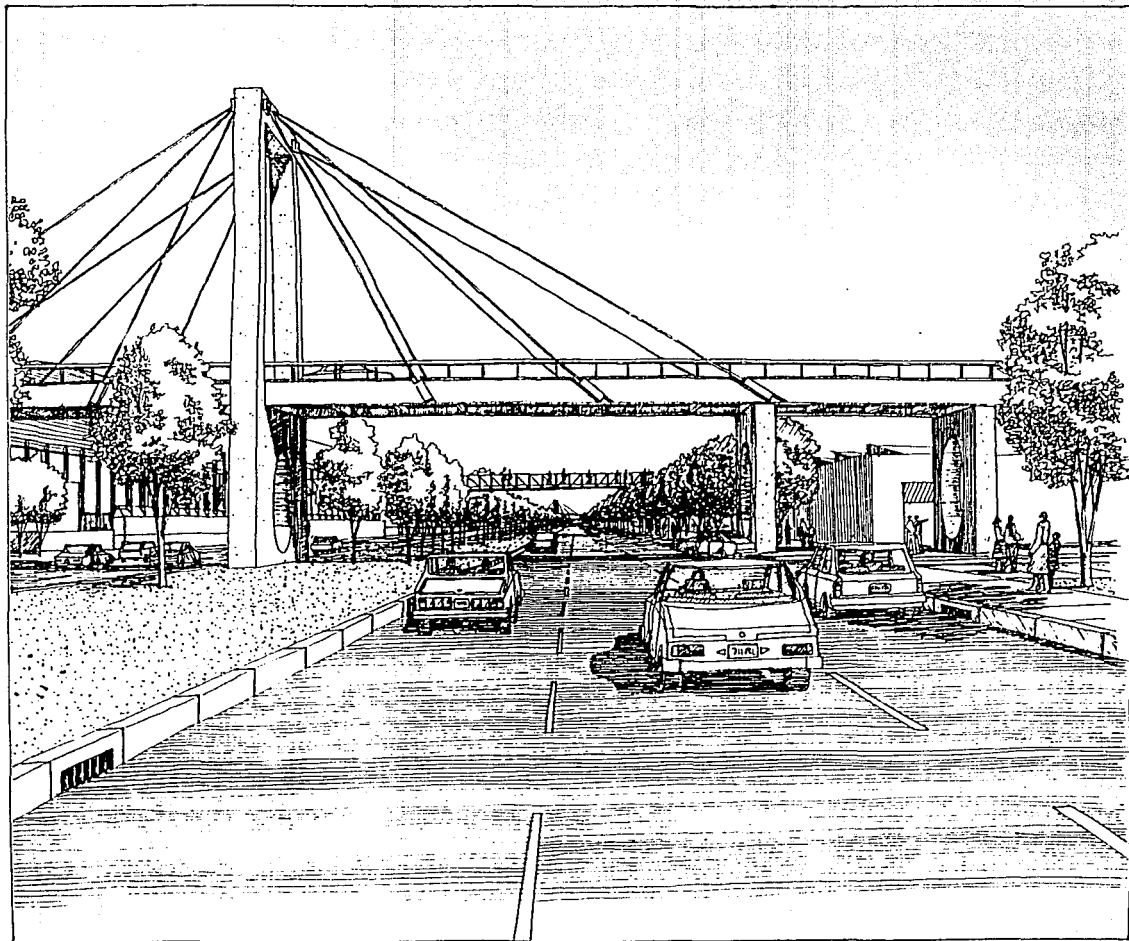


ALTERNATIVA SIN APOYOS EN B y B'  
PRETENSION + CARGA MUERTA



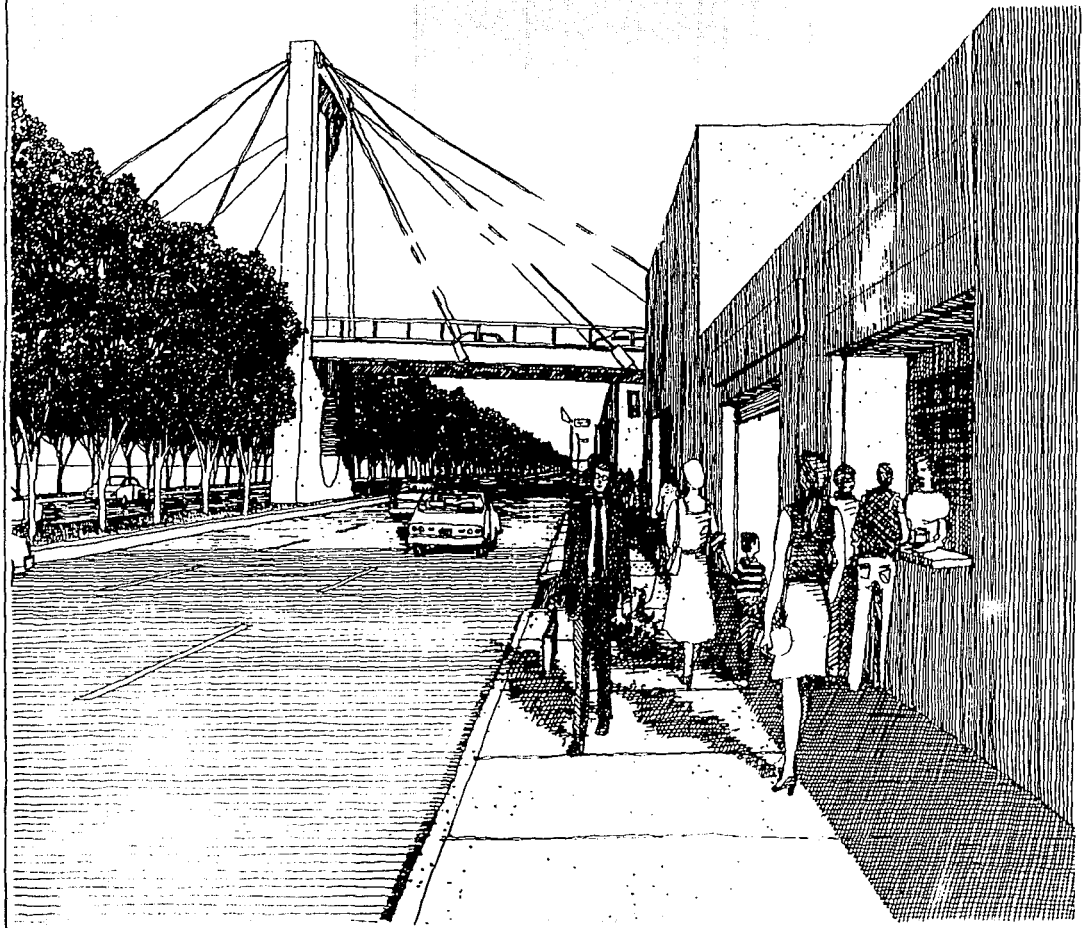
ALTERNATIVA SIN APOYOS EN B y B'  
ENVOLVENTE

Fig. 2.3.2.7



Perspectiva arquitectónica de proyecto.





Perspectiva arquitectónica de proyecto.

Una vez elegida una alternativa, se estudiaron otros detalles, como el número de articulaciones, la geometría de los mástiles, el tipo de cimentación, etc. Ver figura 2.3.2.8.

También se definió en forma más precisa la estructuración del tablero, el tipo de traveses de acero longitudinales y transversales, la superficie de rodamiento, etc. Ver fig. 2.3.2.9.

### 2.3.2 Características generales

Los puentes atirantados se han utilizado mucho últimamente en el mundo para salvar grandes claros, sin embargo, en puentes de claro pequeño no se han utilizado, pues en general estos casos pueden resolverse con estructuras convencionales de mayor sencillez.

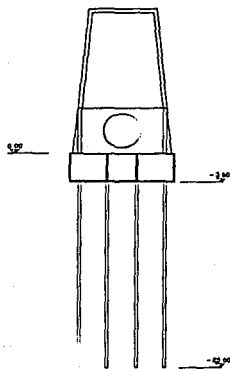
El hecho de que en este caso la solución atirantada haya sido recomendable se debe a las características especiales y quizá únicas del suelo sobre el que se construirá. Un terreno con contenidos de humedad del 500% y estratos compresibles de más de 60 m de profundidad, que al ser cargados se deforman extraordinariamente, obligan a buscar soluciones ligeras que permitan cimentaciones manejables.

Los puentes convencionales de traveses presforzados de gran peralte y losas de concreto sobre apoyos masivos del mismo material se caracterizan precisamente porque la carga más importante que deben soportar es su propio peso, esta situación que evidentemente es poco eficiente no es, sin embargo, en muchos casos demasiado significativa en el costo, pero en este tipo de terreno si lo es, por lo costoso de sus cimentaciones.

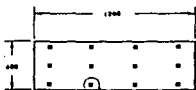
El puente atirantado permite dividir el gran claro central en una serie de pequeños claros apoyados en los tirantes, las traveses principales resultan de peraltes relativamente pequeños y al ser de acero son sumamente ligeras, sobre ellas se apoyan traveses secundarias que trabajan en sección compuesta con una losa de concreto que constituye su patín de compresión. La losa y las traveses secundarias forman el sistema de piso sobre el que se colocará la carpeta asfáltica.

El puente es de paso a través, ya que las traveses principales rebasan la superficie de rodamiento, esto repercute de manera importante en el costo ya que el puente resulta más corto. Ver fig. 2.3.2.10.

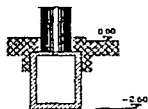
# PUENTES VEHICULARES — ZARAGOZA



CORTE TRANSVERSAL  
APOYOS CENTRALES

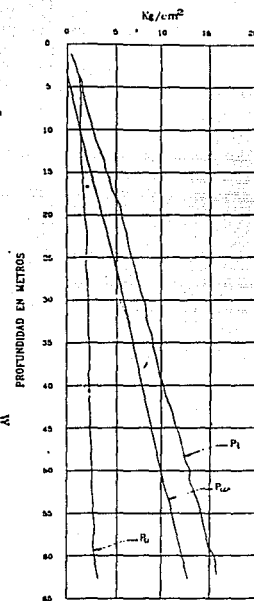
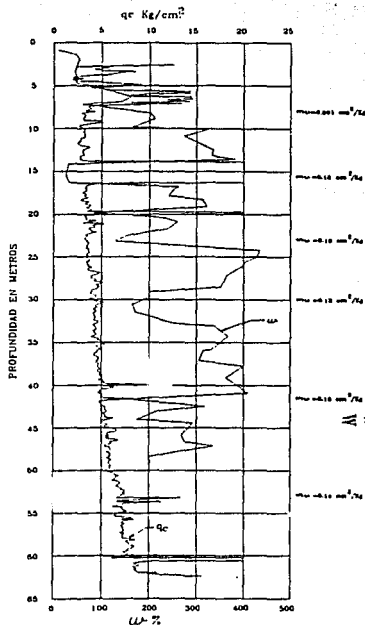


PLANTA DE DISTRIBUCION  
DE PILOTES

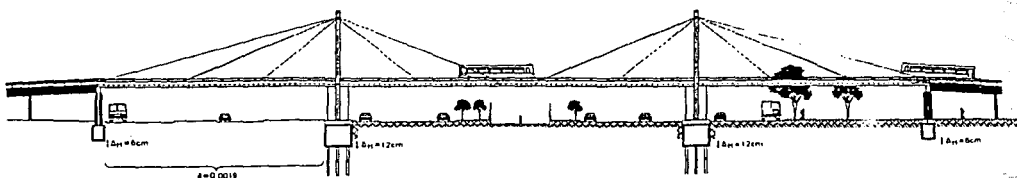


SECCION  
APOYOS EXTREMOS

NOMENCLATURA	
1	...
2	...
3	...
4	...
5	...
6	...
7	...
8	...
9	...
10	...
11	...
12	...
13	...
14	...
15	...
16	...
17	...
18	...
19	...
20	...



RESISTENCIA DE PUNTA Y DIAGRAMA DE PRESIONES  
CONTENIDO DE HUMEDAD



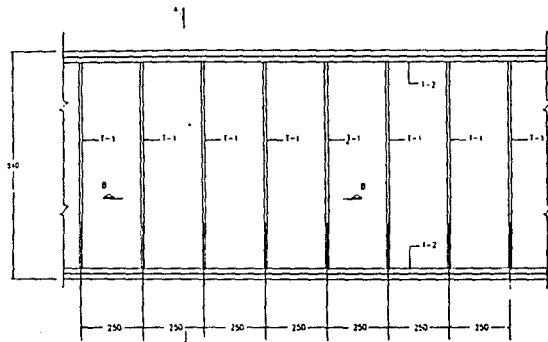
PUENTE VEHICULAR TELECOMUNICACIONES  
SOLUCION DE CIMENTACION



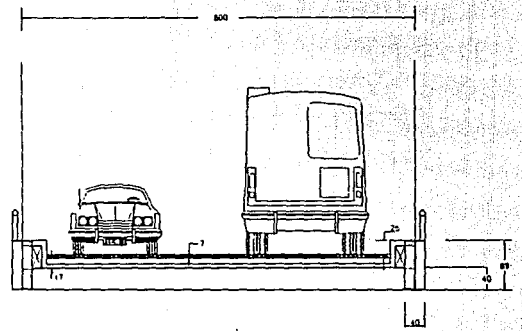
COLINAS DE BUEN, S.A. de C.V.

CIVILIDAD DE BUEN, S.A. de C.V.  
F. VILLAR DOP

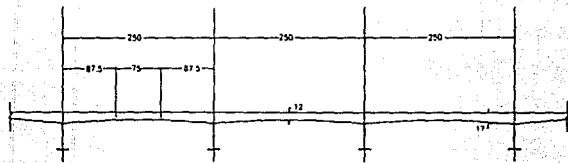
# PUENTE TELECOMUNICACIONES



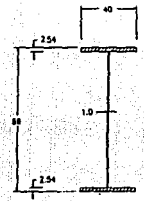
PLANTA



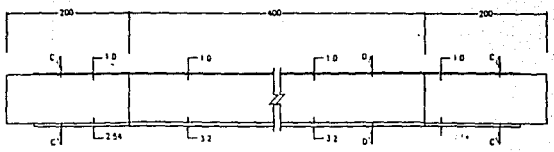
CORTE A-A



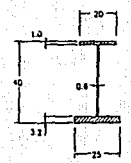
CORTE B-B



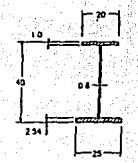
TRABE T-2



TRABE T-1

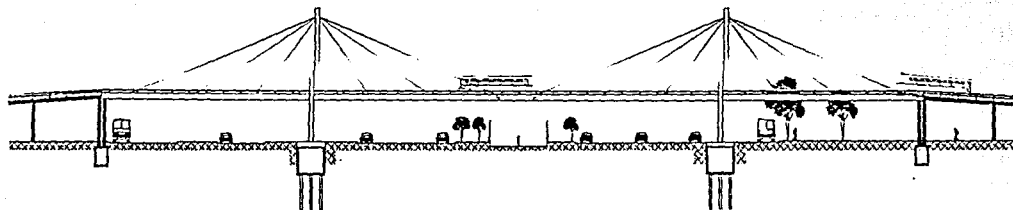


D-D



C-C

## PUENTES VEHICULARES - ZARAGOZA



### A S P E C T O S   G E N E R A L E S

- \* - ES UNA ESTRUCTURA LIGERA.
- \* - REDUCE LA LONGITUD TOTAL DEL PUENTE POR EL PEQUEÑO PERALTE DE LA ESTRUCTURA Y POR SER DE PASO ATRAVES. (60 cms.).
- \* - ES UNA ESTRUCTURA PREFABRICADA.
- \* - PERMITE UN MONTAJE SENCILLO (ESTRUCTURA ATORNILLADA EN CAMPO).
- \* - PREVEE LA PRESENCIA DE HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES.
- \* - PERMITE EL CONTROL DEL COMPORTAMIENTO MEDIANTE TENSIONES - PREVIAS.
- \* - CUIDA EL ASPECTO ESTETICO.

### 2.3.3 Partes que constituyen el puente (Ver fig. 2.3.3.1)

- A. Terraplén
- B. Aireplén
- C. Tramos de estructura de acero convencional (paso a través)
- D. Tramo central atirantado

- A. Dadas las características del suelo los terraplenes son muy cortos, tales que no provoquen al terreno una presión mayor de  $0.5 \text{ t/m}^2$ , se colocan, sin embargo, porque su costo es el menor.
- B. Los aireplenes son una idea desarrollada en México, no se usan en otros países ya que como se ha dicho, el tipo de terreno es poco común. Se comenzaron a utilizar en los setentas con la construcción del Circuito Interior de la Ciudad de México y tuvieron que competir contra terraplenes cimentados con pilotes.

El aireplén es una estructura de concreto convencional y económica ya que pueden tener apoyos tan cercanos como se quiera. Al ser hueco puede cimentarse con facilidad ya que de paso, constituye una compensación al profundizarse lo necesario en el terreno.

- C. Constituido por traveses principales longitudinales salvando claros alrededor de 15 m, traveses armados de tres placas, piezas de puente de sección compuesta con la losa de concreto que constituye la superficie de rodamiento.

El hecho de que las traveses rebasen el nivel de la superficie de rodamiento limitando los carriles de circulación le da las características de paso a través que permiten reducir la longitud del puente y por ello su costo.

Las conexiones de campo son atornilladas para evitar en lo posible, la soldadura en el lugar.

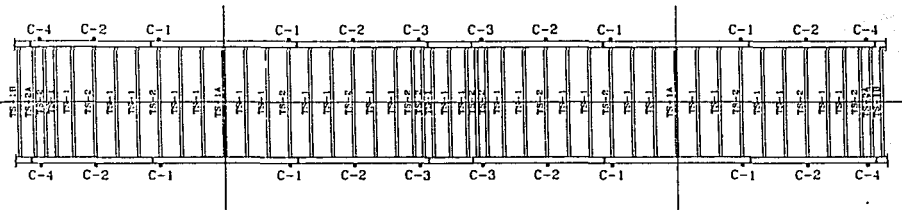
- D. Básicamente lo compone un mástil que soporta mediante cables el peso de traveses longitudinales del mismo peralte de las que forman los tramos convencionales. Son dos tramos independientes entre sí que se unen en sus extremos con una viga corta doblemente articulada, esto permite que los hundimientos que se presenten en uno de los tramos no afecten al comportamiento estructural del otro. (Ver figs. 2.3.3.2, 2.3.3.3 y 2.3.3.4).

## ESTRUCTURA DE ACERO

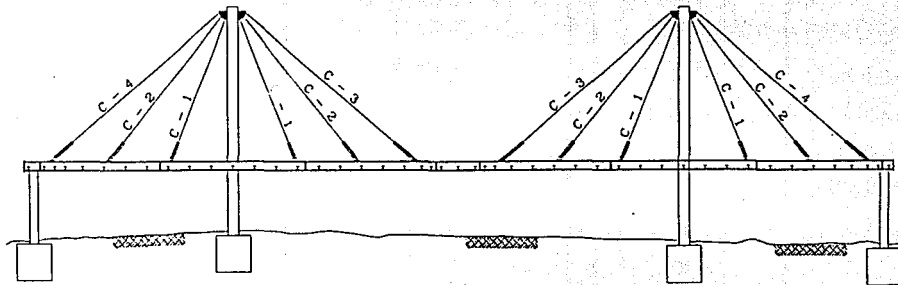


## PARTES DEL PUENTE

- ZONA DE TERRAPLEN: FORMADO POR TEPETATE COMPACTO DE HASTA 50 CM. DE ESPESOR, TIENE 30 M. EN PROMEDIO.
- ZONA DE AIREPLEN: FORMADA POR MUROS LONGITUDINALES, TRABES TRANSVERSALES Y LOSAS DE CONCRETO REFORZADO, TIENE 90 M. EN PROMEDIO.
- ZONA DE ESTRUCTURA DE ACERO NO ATIRANTADA: TRABES CONTINUAS APOYADAS EN MARCOS DE CONCRETO A CADA 13 M. APROX. TIENE 35 M. EN PROMEDIO.
- ZONA DE ESTRUCTURA DE ACERO ATIRANTADA: TRABES SOPORTADAS POR CABLES A CADA 7 M. APROX. TIENE 100 M. EN PROMEDIO.

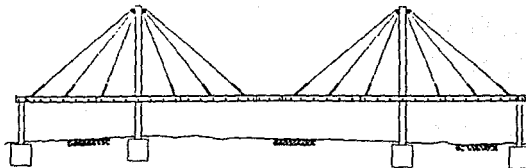


PLANTA DE PUENTE



CORTE LONGITUDINAL





## CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE LA ZONA ATIRANTADA

---

- TRABES PRINCIPALES: TRABES ARMADAS DE SECCION "I" DE ACERO A-36.
- TRABES SECUNDARIAS: TRABES ARMADAS EN SECCION COMPUESTA CON LA LOSA DE PISO.
- SISTEMA DE PISO: LOSA DE CONCRETO REFORZADO DE 15 CMS. DE ESPESOR
- TIRANTES: CABLES FORMADOS POR TORONES DE 7 HILAS, DE ACERO DE ALTA RESISTENCIA A LA FATIGA Y BAJA RELAJACION.
- CONEXIONES DE CABLES A LA ESTRUCTURA: CORONAS METALICAS EN EXTREMO SUPERIOR Y CAJAS DE MISMO MATERIAL EN TRABES PRINCIPALES.
- SISTEMA DE ANCLAJE: TIPO FLEYSSINETT o STRONGHOLD.
- MASTILES: MARCOS DE CONCRETO REFORZADO.
- CONEXIONES: SOLDADURA EN TALLER Y TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA EN CAMPO.

### Geometría general del puente

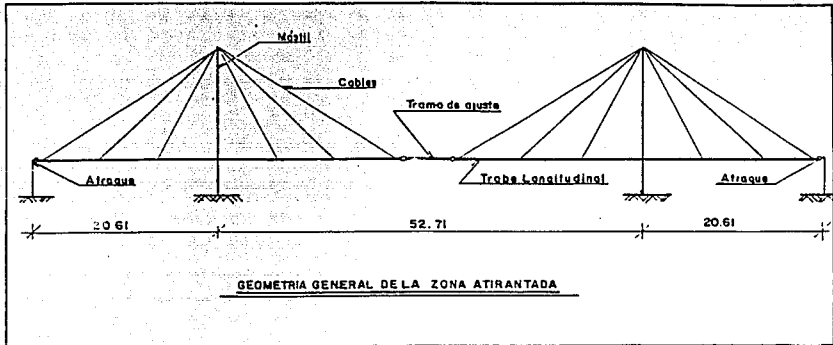


Fig.2.3.3.2.

La presencia de los tirantes como elementos de apoyo permite que la estructura utilizada en los tramos previos se pueda repetir en esta zona a pesar de que el claro a salvar es mucho mayor.

#### 2.3.4 Acciones a considerar

- A) Carga muerta
- B) Carga viva
- C) Sismo
- D) Temperatura
- E) Hundimientos

- A) Una de las características más importantes es que la carga muerta tanto de la superestructura como de la subestructura es pequeña. En lo posible se ha intentado que los tramos adyacentes al mástil sean aproximadamente iguales con el fin de que al soportarse produzcan sobre él desequilibrios de poca importancia.

- B) La carga viva es de mayor importancia que la muerta, y más aún si tomamos en cuenta los efectos de fatiga sobre los elementos estructurales, debidos a la fluctuación de esfuerzos por el paso de vehículos.

La fatiga es una condición sumamente crítica que puede producir fallas súbitas que se inician en zonas de concentraciones bruscas de esfuerzos o en agrietamientos o defectos inadvertidos.

Los cables y sus anclajes deben certificar su resistencia a la fatiga pasando una prueba de carga de dos millones de ciclos.

- C) Las características del suelo en la zona hacen sensible al efecto sísmico a las estructuras con período de vibración largo, ésta es la causa por la que se ha buscado que los efectos sean tomados por estructuras de gran rigidez y alta frecuencia.

En el sentido longitudinal los efectos sísmicos son resistidos por los muros laterales de los aireplenes y llegan a ellos a través de las trabes longitudinales laterales los tramos metálicos convencionales y de la losa. Es importante que la losa pase corrida sobre la unión del puente y el aireplén para que, actuando como diafragma transmita las cargas a los muros.

En el sentido transversal las fuerzas sísmicas llegan a los apoyos de concreto que presentan también gran rigidez. La transmisión se realiza con elementos metálicos ligados tanto a la estructura metálica como a los apoyos de concreto.

## 2.4 Consideraciones de diseño

### 2.4.1 Normas y especificaciones

Las normas y especificaciones para el diseño de puentes son, en general, más estrictas que las utilizadas para edificios convencionales en los que los efectos de la carga viva presentan menos importancia. Para el análisis de puentes la carga viva está formada por los vehículos en movimiento y sus respectivos efectos de impacto, vibración, frenaje, etc.

En los puentes sobre la Calzada Ignacio Zaragoza, la carga viva es especialmente importante dado que la carga muerta es pequeña comparada con el peso propio de los camiones en movimiento.

En México se utilizan las normas y especificaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, que son prácticamente una traducción de las especificaciones americanas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials - Asociación Americana de Carreteras Estatales y Transportes Oficiales). Las especificaciones AASTHO contienen en general los mismos requisitos marcados por la Asociación Americana de Construcción en Acero (AISC), y por la Asociación Americana de la Soldadura (AWS), con algunas variaciones que son, en general, producto de aplicar factores de seguridad mayores.

Uno de los efectos más importantes de la carga viva en el caso de cualquier puente de acero, y particularmente en estos, es la fatiga; que se podría definir como la disminución de la capacidad de los elementos como resultado de la variación repetida de esfuerzos, y que se hace más importante en aquellas zonas donde existen concentraciones de esfuerzos ó cambios bruscos de sección. Tanto las especificaciones AASHTO como las AISC establecen los requisitos necesarios para tomar en cuenta los efectos de la fatiga.

En la fig. 2.4.1.1 (tabla 10.3.2A del AASHTO) se indica el número de ciclos de esfuerzos a que se deberán revisar los elementos de un puente dependiendo del tipo de camino que conecte el puente y el tráfico diario promedio, tanto para elementos principales como para miembros secundarios.

En la fig. 2.4.1.2 (tabla 10.3.1A del AASHTO) se indica el rango permisible de esfuerzos para fatiga dependiendo del tipo de elementos o condición a revisar (categoría) y del número de ciclos de esfuerzos a que se verá sometido dicho elemento, tanto para elementos principales como para secundarios.

En la fig. 2.4.1.3 se muestra el efecto de la fatiga en los cables (según estudios hechos por la empresa "Freyssinett"). En la primera gráfica se muestra cual es el esfuerzo máximo posible en función del rango de esfuerzos actuante, como se indica, cuando se tiene un rango de esfuerzos de 240 MPa se admite un esfuerzo máximo de hasta 0.45 del esfuerzo de ruptura del cable. En la segunda gráfica se muestra la curva de Wohler para un torón simple, la cual relaciona el número de ciclos de esfuerzo con el rango permisible actuante de esfuerzos. En la curva que indica el comportamiento de un cable podemos ver que a partir de dos millones de ciclos de carga el rango permisible de esfuerzos es constante, e igual a 240 MPa aproximadamente.

Para efectos de fatiga podemos definir el rango actuante de esfuerzos como la diferencia entre el esfuerzo máximo y mínimo

TABLA 10.3.2A Ciclos de esfuerzos

Miembros principales (longitudinales) de carga				
Tipo de camino	Caso	ADTT*	Carga de camión	Carga de carril
Autopistas, supercarreteras, carreteras principales y calles.	I	2,500 ó más	2,000,000	500,000
Autopistas, supercarreteras, carreteras principales y calles.	II	menos que 2,500	500,000	100,000
Otras vías y calles no incluidas en los casos I ó II	III	—	100,000	100,000

## Miembros Transversales y detalles sujetos a carga de llanta

Tipo de camino	Caso	ADTT*	Carga de camión
Autopistas, supercarreteras, carreteras principales y calles.	I	2,500 ó más	más de 2,000,000
Autopistas, supercarreteras, carreteras principales y calles.	II	menos que 2,500	2,000,000
Otras vías y calles	III	—	500,000

- a) [Tráfico diario promedio de camiones en una dirección]  
 b) Miembros longitudinales deberán también chequearse para carga de camión.  
 c) Miembros que deberán también ser revisados para "más de 2 millones" de ciclos de esfuerzo producidos por el peso de un camión simple sobre el puente distribuido sobre los vigas como lo indica el artículo 3.25.2 AASHTO para un carril de carga.

FIG. 2.4.1.1

TABLA 10.3.1A Rango permisible de esfuerzos para fatiga

Elementos hiperestáticos de la estructura (1)				
Rango permisible de esfuerzos $F_s$ (ksi) <sup>a</sup>				
Categoría (Ver tabla 10.3.1B)	Para 100,000 Ciclos	Para 500,000 Ciclos	Para 2,000,000 Ciclos	Para más de 2,000,000 Ciclos
A	63	37	24	24
B	49	29	18	16
B'	39	23	14.5	12
C	35.5	21	13	10
D	28	16	10	7
E	22	13	8	4.5
E'	16	9.2	5.8	2.6
F	15	12	9	6

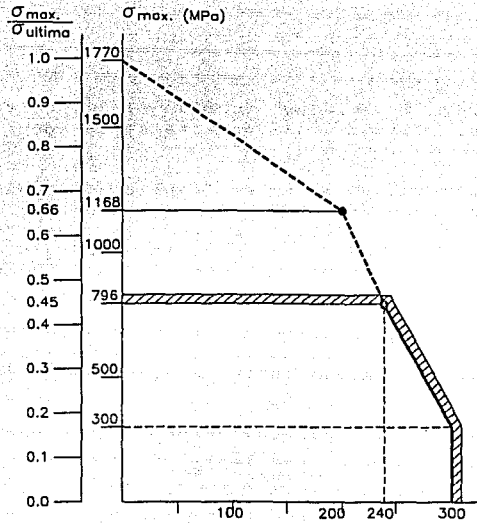
  

Elementos isostáticos de la estructura (2)				
Rango permisible de esfuerzos, (ksi) <sup>a</sup>				
Categoría (Ver tabla 10.3.1B)	Para 100,000 Ciclos	Para 500,000 Ciclos	Para 2,000,000 Ciclos	Para más de 2,000,000 Ciclos
A	50	29	24	24
B	39	23	16	16
B'	31	18	11	11
C	28	16	10	9
D	22	13	12 <sup>b</sup>	11 <sup>b</sup>
E <sup>c</sup>	17	10	6	2.3
E'	12	7	4	1.3
F	12	9	7	6

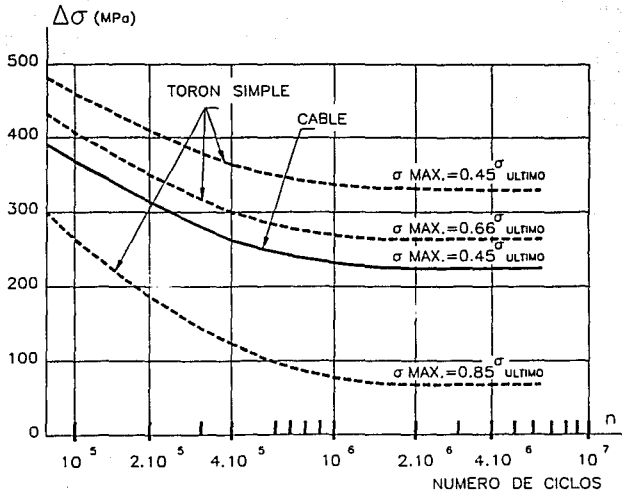
- 1) Aquellos cuyo fallo no ocasiona el colapso de la estructura.  
 2) Aquellos cuyo fallo ocasionaría el colapso de la estructura.

a) El rango de esfuerzos es definido como la diferencia algebraica entre el máximo y el mínimo esfuerzos. Se considera que el esfuerzo de tensión es de signo contrario que el de compresión.  
 b) Para alisadores transversales soldados al alma ó a patines de vigas.  
 c) Cubreplacas de longitud parcial soldados no deberán utilizarse en patines mayores de 3/8 pulg. de espesor para elementos isostáticos.

FIG. 2.4.1.2



ESFUERZO MAXIMO EN FUNCION DE  $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ .



CURVA DE WOHLER PARA UN TORON SIMPLE DE DIAMETRO 15 mm Y UN CABLE CON ANCLAJES FREYSSINET

FIG. 2.4.1.3

de tensión, incluyendo cuando el esfuerzo pase de tensión a compresión. Cuando solamente se tiene compresión no se presenta el fenómeno de fatiga.

Las especificaciones antes mencionadas se complementan con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias cuando algunas de las condiciones o requerimientos indicados por los códigos americanos no son aplicables al Distrito Federal, como sucede en el caso de las indicaciones para sismo.

Además, en ciertos componentes especiales de la estructura, como son los cables, los anclajes o los apoyos de neopreno se deben seguir las recomendaciones indicadas por los fabricantes y las instituciones especializadas.

Se aceptan numerosos tipos de materiales para la construcción de los puentes, concreto, acero, madera; hasta material como aluminio o elastómeros especiales. En el caso de los puentes atirantados sucede lo mismo, pero con una adición particular, los tirantes requieren de materiales especiales cuyas características y especificaciones han venido evolucionando a través del tiempo. Los requisitos que deben cumplir se encuentran normalizados por las instituciones o sociedades especializadas, tales como la FIP (Federación Internacional del Presfuerzo) o el PTI (Instituto Americano del Postensado), pero se trata de elementos de tan reciente desarrollo que muchas veces su comportamiento o características deben ser verificadas para cada obra por medio de pruebas experimentales, ello sucede tanto en los cables como en sus anclajes. En dichos experimentos se prueban propiedades tales como resistencia a la fatiga o la baja relajación del acero que forma a los cables.

#### 2.4.2. Cargas de Diseño

Las Especificaciones AASHTO indican las cargas de diseño para puentes vehiculares, consistentes en camiones pesados o cargas lineales acompañadas de cargas puntuales, debiéndose comparar los efectos de estas dos cargas y diseñar con la que provoque las condiciones mas desfavorables para el puente. Generalmente en el caso de puentes de claros cortos la carga más importante es la del camión tipo (llámese H15, H20, HS15 o HS20) y a partir de una cierta longitud de claro comienzan a ser más importantes las cargas de línea equivalentes (que simulan un tren de cargas más ligeras pero de mayor longitud que las del camión tipo).

En el caso de puentes vehiculares que conectan vialidades principales la carga especificada por la AASHTO para el análisis por carga viva es un camión tipo designado HS20-44 o su carga de línea equivalente, la que provoque los mayores efectos.

En la figura 2.4.2.1 se muestra al camión HS20-44 definido por las Normas AASHTO indicando sus características de peso y geometría. Es importante señalar que este es un vehículo tipo superpesado idealizado para efectos de análisis y que muy probablemente no corresponda a ningún vehículo real.

En la figura 2.4.2.2 se muestra la carga de línea equivalente para la carga HS20-44 establecida por las normas AASHTO. Esta carga es por carril e idealiza un tren de cargas con algunas de ellas concentradas.

Una vez que se conoce cual es la carga viva de diseño, por tratarse de un vehículo en movimiento deben tomarse en cuenta sus efectos vibratorios, dinámicos y de impacto.

Las Especificaciones AASHTO toman en cuenta lo anterior por medio del "factor de impacto", que incrementa los efectos de la carga viva hasta en un 30% dependiendo de la longitud del claro considerado.

El valor del impacto se considera como una fracción de los esfuerzos provocados por la carga viva, y se determina por medio de la fórmula siguiente:

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

En la cual:

I = Fracción de impacto (máximo 30%)  
 L = Longitud en pies de la porción del claro que se carga para producir el máximo esfuerzo en el elemento

Además se deben tomar en cuenta los efectos propios del movimiento acelerado del camión, como son fuerzas centrífugas o fuerzas de frenaje.

Tomando en cuenta la probabilidad de que se presente la carga máxima en cada uno de los carriles que forman a un puente, las normas AASHTO reducen los efectos provocados por la carga viva dependiendo del número de carriles considerados. Donde los máximos esfuerzos son producidos en cualquier elemento cargando



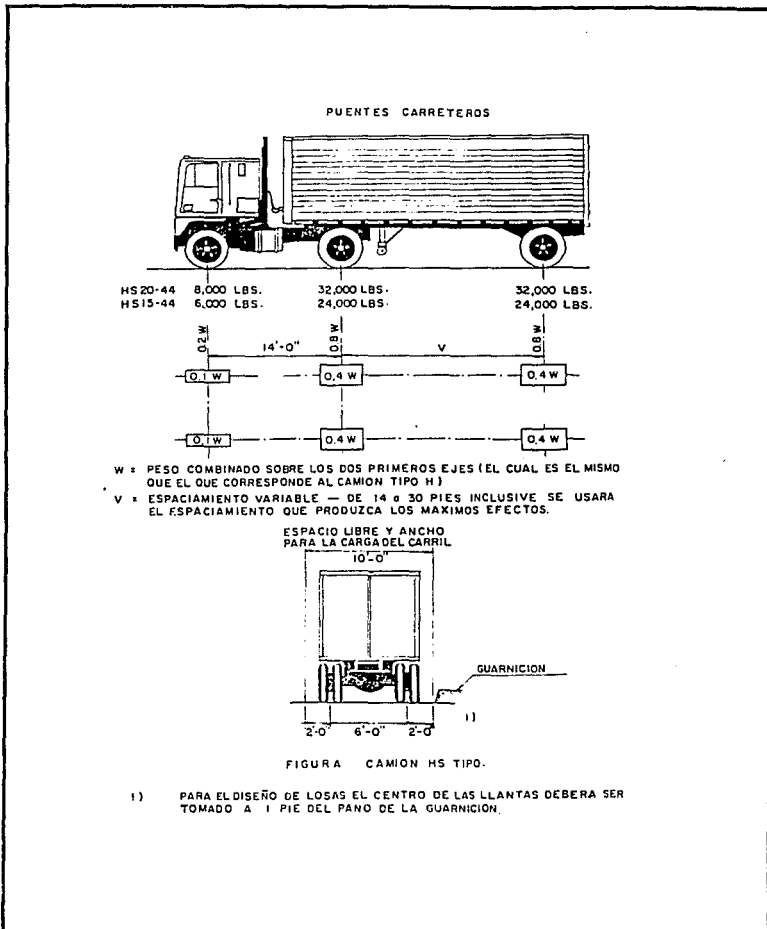


FIG. 2.4.2.1

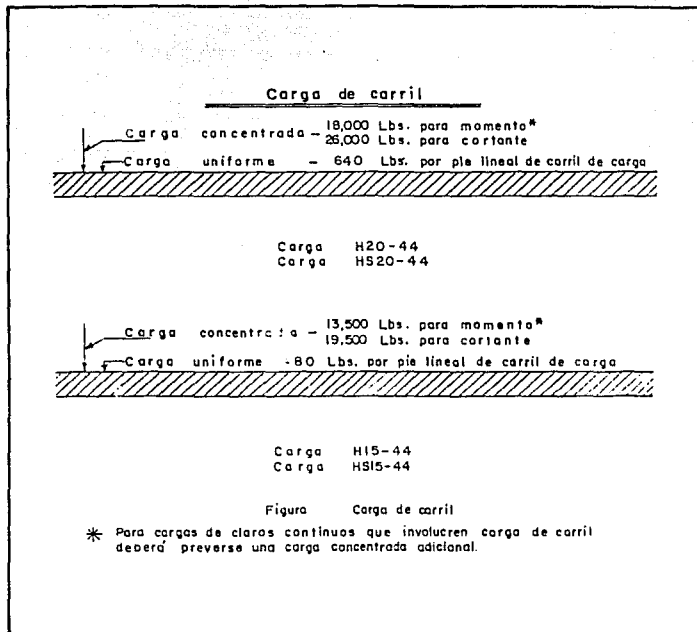


FIG. 2.4.2.2

CAMION TIPO  
REGLAMENTO SCT  
CARGAS QUE CIRCULAN ACTUALMENTE

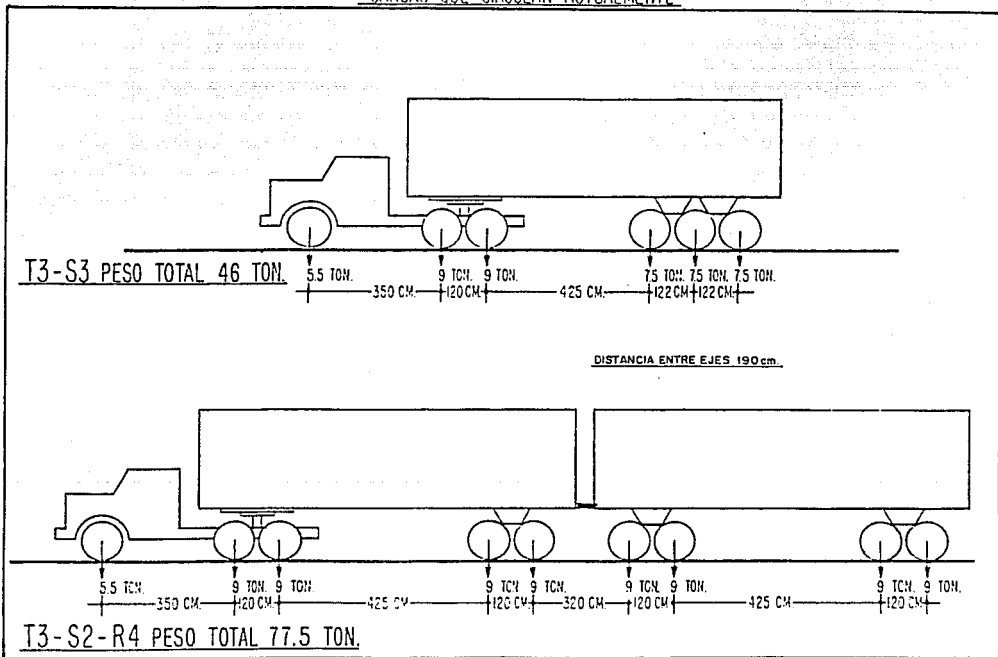


FIG. 2.4.2.3

un número de carriles de tránsito simultáneamente, los siguientes porcentajes de la carga viva serán tomados en vista de la improbabilidad de que las cargas máximas coincidan.

	Porcentaje
Uno o dos carriles	100%
Tres carriles	90%
Cuatro carriles o más	75%

Además de los vehículos indicados por las Normas AASHTO, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes prevee la aparición de camiones y trailers superpesados, cuya frecuencia de paso es menor que la de los camiones tipo. Vehículos como el T3-S3 o el T3-S2R4 (ver figura 2.4.2.3) se toman en cuenta para puentes amplios (normalmente carreteros). A partir de febrero de 1989 la SCT establece que se debe á diseñar para el vehículo que provoque las condiciones más críticas sobre el puente.

En cuanto a las demás cargas que actúan sobre el puente, en nuestro caso para valuar en forma aproximada las propiedades de las secciones y poder realizar los análisis se procedió a hacer un diseño preliminar conociendo cuales eran las dimensiones de los claros a salvar y una distribución primaria de los elementos. A partir de dicho diseño preliminar se calculó la magnitud de la carga muerta, que sumada a ciertas tensiones adicionales se combinará con la carga viva (camión tipo) para valuar la condición de diseño.

Conociendo en forma aproximada cuales son las cargas de diseño y las propiedades geométricas de los elementos que forman al puente se procede a su análisis.

#### 2.4.3 Análisis y Diseño

Para el análisis de los puentes, en nuestro caso se utilizó un programa elástico lineal (basado en el método de las rigideces) llamado M-Strudl (Versión 2.51), que proporciona elementos mecánicos y desplazamientos en forma rápida y con la aproximación necesaria. De no haber contado con dicha ayuda, los cálculos se hubieran realizado en forma mucho más lenta y hubiera sido necesario utilizar varias hipótesis simplificadoras.

Además se utilizó el programa SAP-86 (Structural Analysis Program) que analiza las estructuras por medio del método del elemento finito y contiene sistemas para realizar análisis dinámicos de estructuras complejas. Por medio de este programa se pueden obtener además los modos de vibrar de la estructura en forma gráfica por medio de figuras animadas que aparecen en la pantalla de la computadora.

Con la utilización de los dos programas antes mencionados se obtuvieron todos los elementos mecánicos y datos necesarios para el diseño de los puentes atirantados. La forma de idealizar las estructuras y codificar los datos para realizar los análisis por medio de cada programa varía, pero definiremos esto a mayor detalle en el capítulo siguiente dedicado al análisis del puente en su zona atirantada.

Para el dimensionamiento de los diferentes elementos que forman a los puentes se utilizan dos criterios; diseño por esfuerzos permisibles o diseño por el método del factor de carga (resistencia última). Los dos son vigentes para las Especificaciones AISC y las normas AASHTO.

Para cualquiera de los dos criterios y con diferentes condiciones de carga, las Especificaciones AASHTO indican los factores a aplicarse en distintas combinaciones, incluyendo en ellas cargas vivas, muertas y accidentales, así como efectos especiales sobre la estructura; debiéndose comparar dichas combinaciones y diseñar para aquella que provoque los efectos más desfavorables.

#### COMBINACIONES DE CARGA (SEGUN AASHTO)

Los siguientes grupos representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las que una estructura puede estar sujeta. Cada componente de la estructura, o de su cimentación, deberá estar diseñada para satisfacer cualquier grupo o combinación de fuerzas que sean aplicables para ese caso particular. Los grupos de cargas o combinaciones para Diseño por cargas de servicio o Diseño por el Factor de Carga están dadas por:

$$\text{Grupo (N)} = \gamma \left[ \beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_{LF} LF + \beta_R (R+S+T) + \beta_{EG} EG + \beta_{ICE} ICE \right]$$

En donde:

N	=	Número de combinación
$\gamma$	=	Factor de carga (ver tabla 3.22.1A)
$\beta$	=	Coefficiente (ver tabla 3.22.1A)
D	=	Carga muerta
L	=	Carga viva
I	=	Impacto por carga viva
E	=	Presión de tierra
B	=	Flotación
W	=	Viento
WL	=	Viento sobre carga viva
LF	=	Fuerza longitudinal por carga viva
CF	=	Fuerza centrífuga

R = Empuje por corrientes de agua  
 S = Agrietamiento y contracción  
 T = Temperatura  
 EQ = Sismo  
 SF = Presión por flujo de agua  
 ICE = Presión por hielo

Muchos de los efectos anteriores no son de importancia para tomarse en cuenta en muchas estructuras de la República Mexicana.

La tabla 3.22.1A de la AASHTO se reproduce en la figura 2.4.3.1, en ella aparecen los factores mencionadas para las combinaciones de carga y el porcentaje permisible de esfuerzos a tomarse en cada combinación.

Los factores podrán ser modificados cuando a juicio del diseñador las condiciones de carga, materiales, etc., sean diferentes de las consideraciones de la AASHTO.

#### 2.4.4 Otras solicitudes sobre la estructura

Además de los efectos de la carga muerta y la carga viva se tomaron en cuenta acciones como temperatura, sismo, viento, hundimientos diferenciales, etc. Dichos efectos fueron evaluados para las condiciones específicas de la zona donde se encuentran localizados los puentes. (Ver también el inciso 2.3.4 "Acciones a considerar").

Recordando, como se indicó en la introducción, lo problemático del tipo de terreno del Oriente de la Ciudad de México por su alta compresibilidad, los hundimientos regionales y su comportamiento ante sismos, la estructura de los puentes ha sido pensada de tal forma que los efectos producto de los hundimientos diferenciales sean mínimos por medio de un adecuado juego de articulaciones, y además, las cimentaciones han sido diseñadas de forma que los hundimientos esperados sean pequeños y uniformes a lo largo del puente.

Los efectos del viento son importantes en aquellos puentes donde las condiciones topográficas propician la aparición de fuertes corrientes de aire y, cuando el número de tirantes es elevado, porque estos tienden a actuar como una vela empujada por el viento. Esta condición puede provocar que los cables vibren transversalmente y que el puente oscile, en casos extremos dicha oscilación puede llevar al puente al colapso si la estructura entra en

TABLA 3.2.2. 1A TABLA DE COEFICIENTES  $\gamma$  y  $\beta$ .

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GRUPO	$\gamma$	FACTORES $\beta$													%	
		D	(L+I) <sub>n</sub>	(L+I) <sub>p</sub>	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
CARGAS DE SERVICIO	I	1.0	1	1	0	1	$\beta$ E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	$\beta$ E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.1	1	0	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	$\beta$ E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	$\beta$ E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	$\beta$ E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
X		1	1	1	0	0	$\beta$ E	0	0	0	0	0	0	0	100	
DISEÑO POR FACTOR DE CARGA	I	1.3	$\beta$ D	1.67 <sup>a</sup>	0	1.0	$\beta$ E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	IA	1.3	$\beta$ D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	$\beta$ D	0	1	1.0	$\beta$ E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	$\beta$ D	0	0	0	$\beta$ E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	$\beta$ D	1	0	1	$\beta$ E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	$\beta$ D	1	0	1	$\beta$ E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	$\beta$ D	0	0	0	$\beta$ E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	$\beta$ D	1	0	1	$\beta$ E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	$\beta$ D	0	0	0	$\beta$ E	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	$\beta$ D	1	0	1	$\beta$ E	1	1	0	0	0	0	0	1	
IX	1.20	$\beta$ D	0	0	0	$\beta$ E	1	1	1	0	0	0	0	1		
X	1.30	1	1.67	0	0	$\beta$ E	0	0	0	0	0	0	0	0		

NO APLICABLE

(L + I)<sub>n</sub> - CARGA VIVA MAS IMPACTO PARA CARGAS H ó HS DEL AASHTO.(L + I)<sub>p</sub> - CARGA VIVA MAS IMPACTO PARA LA CARGA PESADA SEGUN EL -  
CRITERIO DEL DISEÑADOR.

Fig. 2.4.3.1.

resonancia. Además la vibración de los cables genera en ellos esfuerzos cortantes y de flexión en los extremos donde se conectan a los anclajes, y aumentan los efectos de la fatiga (principalmente en la zona de las cuñas). Dichos efectos pueden disminuirse colocando un adecuado sistema de amortiguamiento en la zona cercana a los anclajes que disminuye la vibración o lo transmite a otro elemento más rígido.

En el caso de los puentes sobre la Calzada I. Zaragoza los efectos del viento son poco importantes por lo que comentamos en el párrafo anterior, y porque los cables son relativamente pequeños (presentan poca superficie contra el viento) y son muy cortos, pero se han previsto dispositivos de amortiguamiento a base de sistemas de acero (anillos) con elastómeros.

Con objeto de controlar la geometría de los puentes en su zona atrirantada se aplican en los cables ciertas tensiones calculadas, de tal forma que las deformaciones producto de la carga muerta son anuladas y el perfil longitudinal del puente se mantiene bajo carga permanente. (Ver el inciso 4.3.2 "Obtención de las tensiones iniciales y finales del puente"). Dichas fuerzas se calculan de forma que la estructura se levante la misma cantidad que lo que se flecha por efecto de las cargas, y se aplican durante el proceso de montaje de la estructura en una o varias etapas. Estas tensiones adicionales provocan ciertos efectos en la estructura que, al equilibrar los efectos de la carga muerta provocan un estado más conveniente de esfuerzos cuando se presente la carga viva, y que son considerados para el diseño de los elementos.

Finalmente, además de los requisitos de análisis y diseño mencionados, que podemos encontrar contenidos principalmente en las normas AASTHO, AISC, RCDF, etc., existen ciertos requisitos viales y geométricos que limitan o determinan en parte, las características de los elementos del puente, requisitos tales como: anchos de calzada, peralte máximo de banquetas, espesores de estructura para que el puente no arroje longitudes de desarrollo mayores que los idealmente consideradas, etc. Estos factores provienen de diferentes fuentes y no pertenecen ya al campo de la ingeniería estructural, por lo que no ahondaremos más en ellos, pero es muy importante tomarlos en cuenta ya que definen las condiciones de diseño del puente.



### 3. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURACIÓN DEL PUENTE

#### 3.1 Introducción

El puente consta de 4 partes básicas, como ya se indicó en el inciso 2.3.2.

- I. Los terraplenes. Se encuentran al inicio de las rampas de acceso al puente, en los primeros 30 m. Están formados por tepetate compacto de hasta 50 cm de espesor, limitados a los lados del puente por muros de concreto.
- II. Los aireplenes. Siguen a los terraplenes, y se localizan entre ellos y los tramos convencionales de estructura de acero. Están formados por muros longitudinales, traveses transversales y losas (de fondo y tapa). Estos elementos de concreto reforzado forman un cajón hueco ligeramente enterrado en el suelo. Tienen una longitud aproximada de 90 m.
- III. Los tramos convencionales de estructura de acero. Se encuentran entre los aireplenes y la parte atirantada. Están formados por traveses principales laterales apoyadas sobre marcos de concreto reforzado a cada 15 m aproximadamente. En las traveses longitudinales se apoyan traveses secundarios transversales (piezas de puente) a cada 2.50 m; éstas traveses secundarias están ligadas a la losa de concreto por medio de conectores colocados en su patín superior formando sección compuesta. Al rebasar el patín superior de las traveses longitudinales el nivel de la superficie de rodamiento adquiere características de paso a través.
- IV. La parte atirantada. Se encuentra entre los tramos convencionales de estructura metálica en la zona central del puente. Tiene básicamente la misma estructuración de los tramos convencionales pero en esta zona los apoyos de concreto se ven sustituidos por cables que soportan a las traveses principales. Tiene un par de marcos principales colocados en forma simétrica con altas columnas (mástiles) de los que se sujetan los cables que suspenden la estructura de acero apoyándola a cada 7.5 m aproximadamente.

Al inicio de la zona atirantada encontramos articulaciones fijas (sobre el último apoyo de concreto de los tramos metálicos convencionales), y además tenemos un par de articulaciones centrales, una de ellas también permite desplazamiento longitudinal.

FIG. 3.1.1 PARTES DEL PUENTE

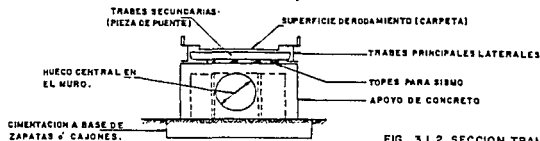
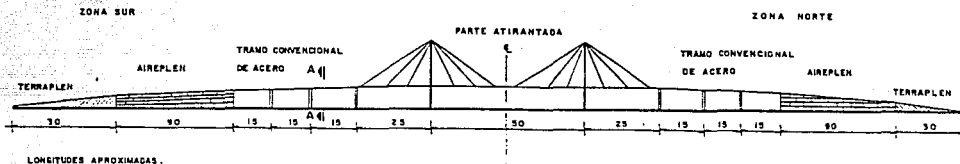


FIG. 3.1.2 SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE.

SECCION A-A

DETALLE DE LA SECCION A-A

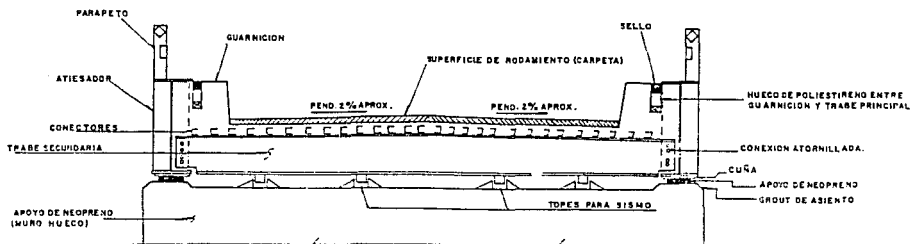
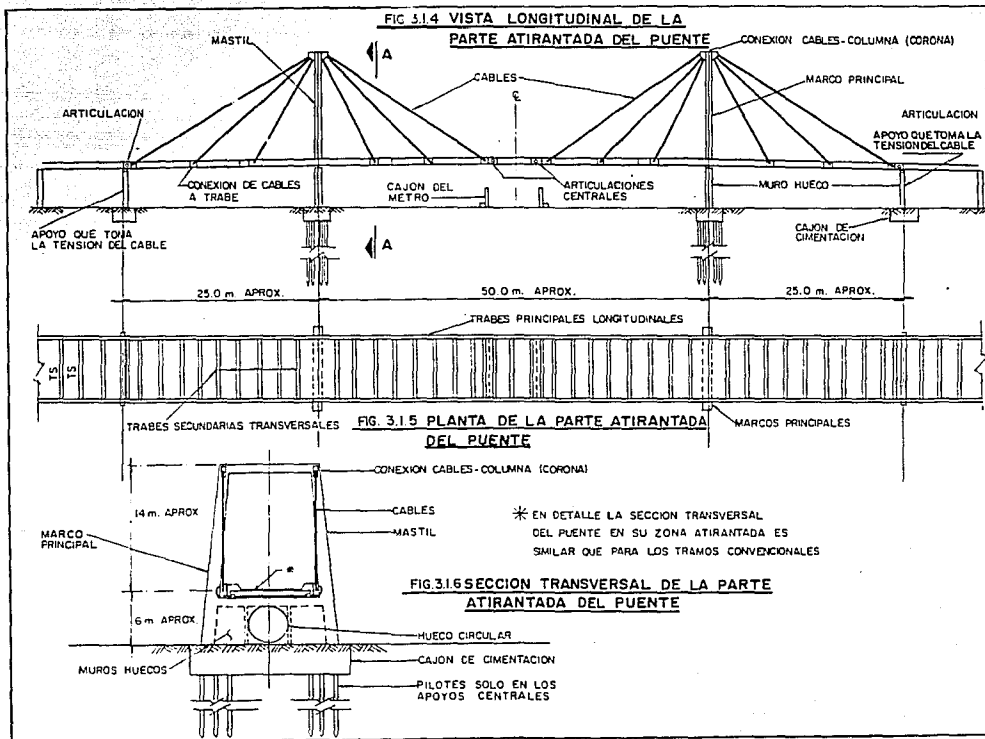
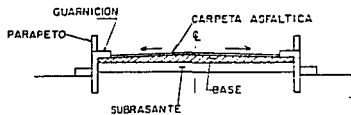
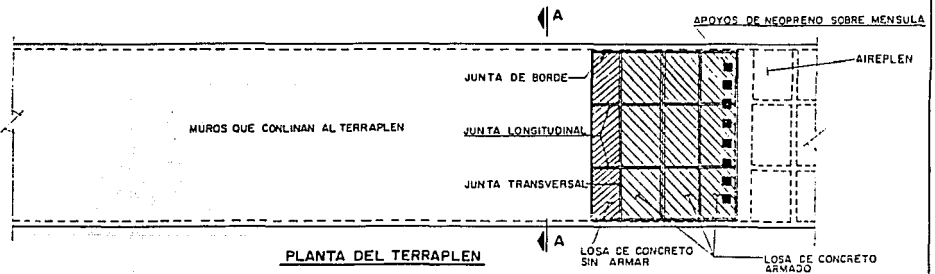
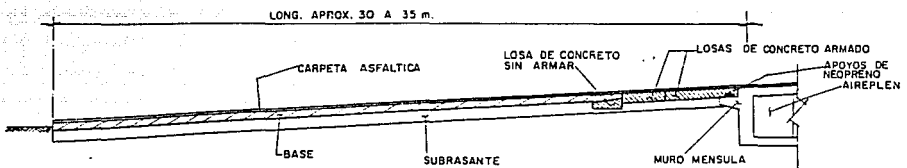


FIG. 3.1.3 DETALLE DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE



**FIG. 3.2.1 PARTES DEL TERRAPLEN**

**CORTE LONGITUDINAL DEL TERRAPLEN**



**SECCION A-A**  
**CORTE TRANSVERSAL DEL TERRAPLEN**

Lo anterior se indica en las figuras 3.1.1 a la 3.1.6.

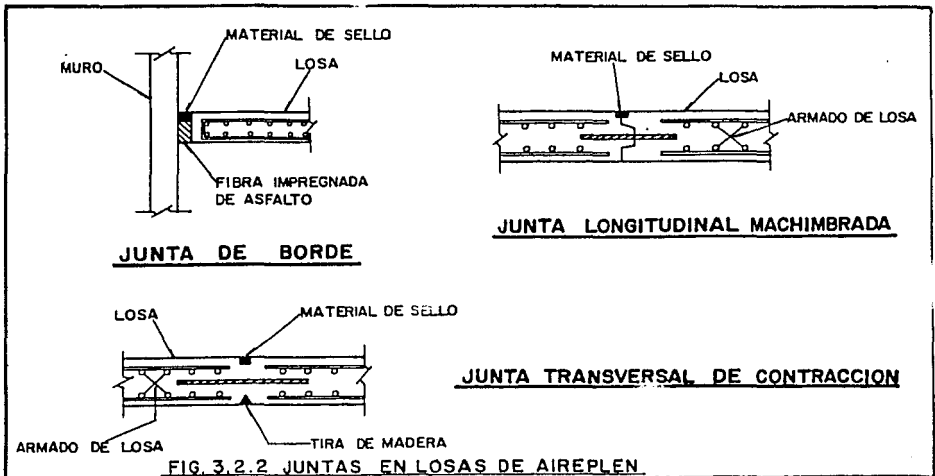
Apoyándonos en cada figura, detallaremos los elementos que forman a cada parte del puente, para después indicar su función ante las diversas solicitaciones que actúan sobre el puente.

### 3.2 Partes del terraplén (Ver fig. 3.2.1)

El terraplén consta de 2 estratos básicos: la subrasante y la base, y sobre la base la carpeta asfáltica.

La transición entre las zonas de terraplén y aireplén se realiza por medio de losas de concreto reforzado fraccionadas por juntas transversales y longitudinales. El último bloque de losas (colindantes con el aireplén) se apoya sobre un muro ménsula con apoyos de neopreno separados entre sí, esto con el fin de amortiguar la transición entre el aireplén y el terraplén.

Las juntas entre losas son del tipo de las que se indican en la figura 3.2.2.



El número y la dimensión de las losas en la transición depende de las dimensiones del puente.

### 3.3 Partes del aireplén (Ver fig. 3.3.1).

Como ya se mencionó, el aireplén está constituido por muros, traveses y losas de concreto reforzado formando un cajón hueco enterrado en el suelo.

El número de los muros longitudinales interiores depende de el ancho del puente.

Las traveses transversales se encuentran en la parte superior e inferior del aireplén a cada 2.50 m.

La profundidad de desplante del aireplén es variable desde su inicio<sup>(1)</sup> hasta su final en el muro tapón (colindante con los tramos convencionales de estructura metálica), y va desde aproximadamente 1.0 m hasta 1.50 m. Al final del aireplén en la transición con los tramos metálicos la losa pasa continua. La losa ó los muros no tienen juntas en toda la longitud del aireplén.

### 3.4 Elementos que forman a los tramos metálicos convencionales

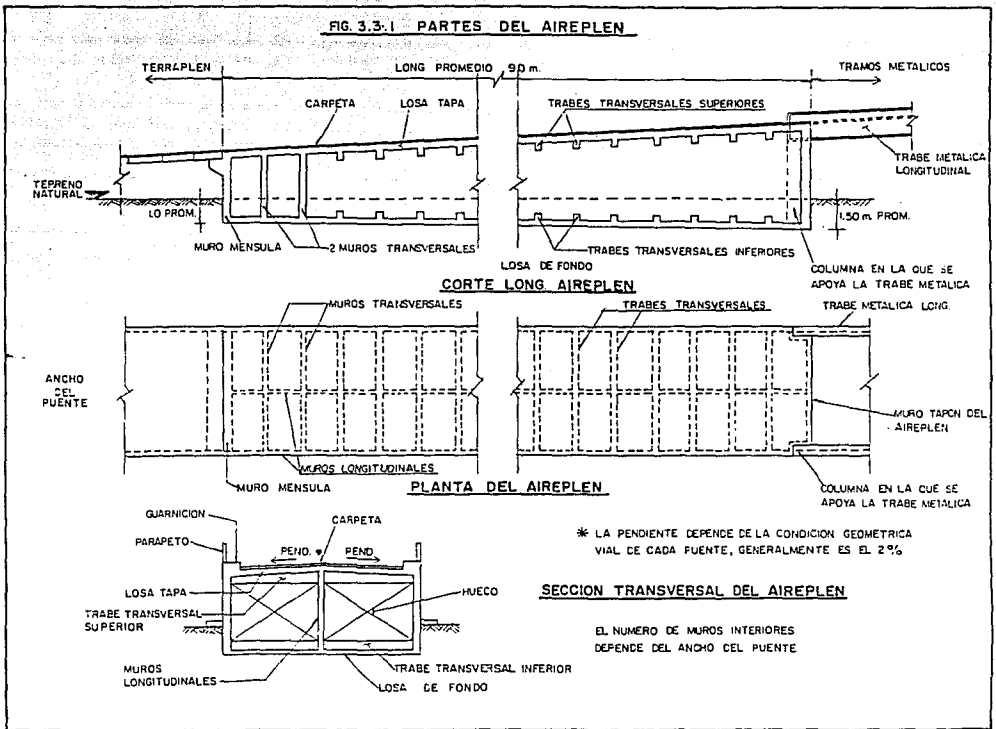
Los tramos convencionales de estructura metálica, como ya se mencionó, constan de traveses principales longitudinales apoyadas sobre muros y marcos de concreto, y que soportan vigas transversales (piezas de puente) localizadas a cada 2.50 m aproximadamente. Estas traveses secundarias forman sección compuesta con la losa de concreto. Sobre la losa se coloca la carpeta asfáltica que constituye la superficie de rodamiento (Ver fig. 3.1.3. y 3.4.1).

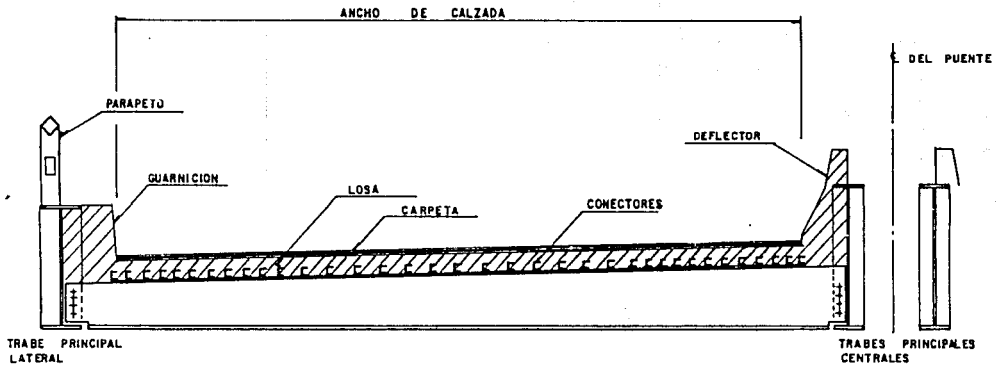
Las traveses principales están formadas por placas de acero A-36 soldadas entre sí, tienen peraltes que varían de 1.10 a 1.60 m dependiendo del tamaño y número de carriles del puente, y anchos que van desde 40 hasta 50 cm. Las traveses se encuentran atiesadas a cada 2.50 m aproximadamente. Las conexiones entre traveses principales son atornilladas en el alma, con tornillos que trabajan por fricción entre las placas a unir, y soldadas en los patines con preparaciones para soldaduras de penetración.

Las traveses transversales secundarias (piezas de puente) están formadas por placas soldadas entre sí de acero A-36. El patín superior forma sección compuesta con la losa de concreto por lo que resulta de menores dimensiones que el patín inferior. Para ligar la losa con el patín superior se utilizaron como --

(1) En la colindancia del terraplén.

**FIG. 3.3-1 PARTES DEL AIREPLEN**





**MEDIA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE**

(TRABE SECUNDARIA NORMAL)

FIG. 3.4.1

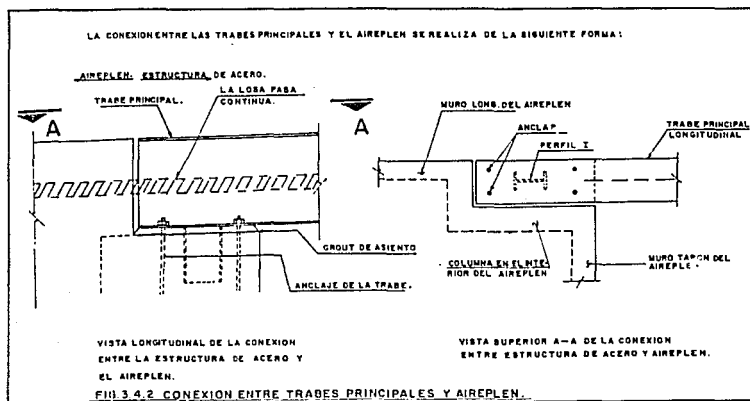


conectores de cortante canales (de 7 cm de peralte y 15 cm de longitud en todos los casos) soldados a la placa. Estos conectores quedan ahogados dentro de la losa entre el refuerzo de la misma. Las traveses secundarias tienen peraltes variables para dar la pendiente requerida a la calzada, los peraltes van desde 50 hasta 70 cm dependiendo del ancho del puente (Ver fig. 3.1.3).

La conexión entre las traveses principales y las traveses secundarias es atornillada, uniendo el alma de la pieza de puente con el atiesador de la trabe principal, de forma que tenemos un par de atiesadores a cada lado del alma de la trabe principal en el lugar donde se conecta con la trabe secundaria, como se muestra en la fig. 3.1.3. La conexión también funciona por la fricción entre las placas atornilladas, como en el caso de la conexión atornillada en el alma de las traveses longitudinales.

En ocasiones se encontrará que algunas de las placas en las conexiones atornilladas fueron además soldadas alrededor, ésta situación es permitida siempre y cuando antes de soldar se hayan colocado y apretado en forma adecuada los tornillos (respetando las dimensiones especificadas de los agujeros para tornillos). El soldar la conexión acatando lo anterior brinda mayor capacidad a la conexión.

La conexión entre las traveses principales y el aireplén se realiza de la forma que se indica en la fig. 3.4.2.



En las traves principales tenemos conectores a cada 40 ó 60 cm que ligan a la losa y guarnición con la trabe principal. Los conectores son, en todos los casos, canales de las mismas características que los colocados sobre las piezas del puente.

Las guarniciones se desligan del patín superior de las traves principales por medio de un hueco relleno de poliestireno con un sello en la parte superior que impedirá el paso del agua al interior del hueco. El hueco tiene como finalidad disminuir la transmisión de un impacto a la trabe principal en caso de que un vehículo chocara contra la guarnición. (Ver fig. 3.1.3.).

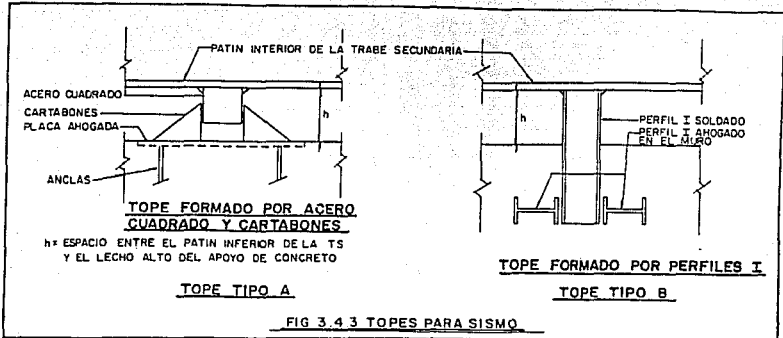
La guarnición tiene un peralte grande (de 50 cm) desde el inicio del puente (terraplén) hasta las zonas de estructura de acero. El objeto de este peralte se mencionará adelante cuando se hable de la zona atirantada.

El parapeto es igual para todas las zonas del puente y está formado por perfiles metálicos comerciales de acero A-36. Este se liga a la estructura por medio de una placa de base anclada en el caso de los terraflenes y aireflenes; y soldándolo al patín superior de las traves principales para cuando se localiza en los tramos metálicos convencionales en la zona atirantada.

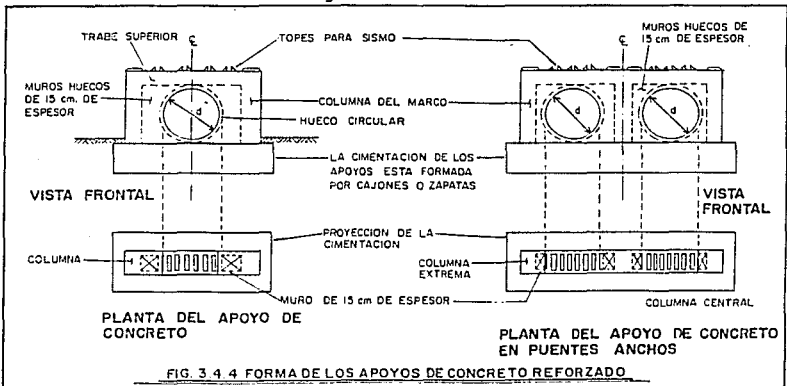
Las traves principales longitudinales se apoyan sobre los muros de concreto por medio de apoyos de neopreno (elástomeros zunchados) asentados en grouts de cemento para que tengan una superficie uniforme de apoyo. Sobre los apoyos de neopreno se colocan cuñas de acero que van soldadas al patín inferior de la trabe y que sirven para dar una superficie horizontal de apoyo para las placas de neopreno y provocar un trabajo eficiente del mismo de manera que los esfuerzos cortantes por compresión sean simétricos, ayudando también a dar los niveles de proyecto.

Bajo las traves secundarias y sobre los apoyos de concreto se han colocado elementos metálicos (topes) que transmiten la fuerza sísmica del tablero al apoyo en el sentido transversal. Los topes están formados por bloques cuadrados de acero o por perfiles I comerciales, como se muestra en la figura 3.4.3.

Los topes B se utilizaron sólo en los apoyos de concreto que dan inicio a la zona atirantada, mientras que los A se utilizaron en todos los demás donde coincide una trabe secundaria exactamente sobre el apoyo de concreto.



Los apoyos de concreto reforzado están formados por columnas y muros huecos, dependiendo del ancho del puente el apoyo es aligerado por medio de 1 ó 2 huecos circulares; en su parte superior tienen ahogados los topes para sismo. En la figura 3.4.4 se muestra su estructuración general.



La cimentación de estos apoyos está formada por cajones o zapatas de concreto reforzado, que se encuentran desplantados a una profundidad de 3.0 a 4.0 m; entre el terreno natural y la base del cajón o la zapata existe una plantilla de cimentación.

### 3.5 Partes de la zona atirantada

La zona atirantada del puente, como ya se comentó, está estructurada en su tablero de forma idéntica que los tramos convencionales de estructura metálica. La diferencia la constituyen los apoyos de las traves principales, que en un caso son muros de concreto y en otro (la zona atirantada) los cables.

En las figs. 3.1.4., 3.1.5. y 3.1.6 se muestran las características de la zona atirantada, las cuales describiremos a continuación:

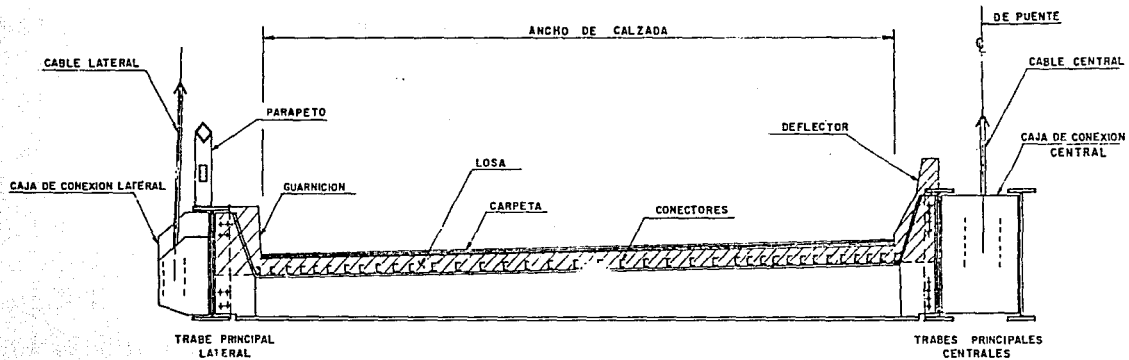
- a) El tablero está conformado por traves principales longitudinales sobre las que se apoyan traves transversales cuyo patín superior forma sección compuesta con la losa de concreto, idéntico que en los tramos convencionales. Sobre la losa de concreto se coloca la carpeta asfáltica. También al igual que en la zona convencional, al rebasar el patín superior de la trave longitudinal al nivel de la superficie de rodamiento pasamos a través de la estructura (Ver fig. 3.5.1).

Las conexiones entre traves principales y de trave principal a trave secundaria son idénticas que en los tramos convencionales, excepto para las piezas de puente especiales que definiremos adelante.

- b) Los mástiles y apoyos de concreto reforzado son similares a los que se utilizaron en los tramos metálicos convencionales y cuyas características ya definimos. La principal cualidad a mencionar es que se trata de marcos formados por columnas y traves, y en la parte interna de los marcos existen muros huecos, todo el conjunto además es aligerado por uno o dos huecos circulares en la parte central del apoyo.

En la figura 3.1.5. se muestra la forma de los marcos principales con sus mástiles. Estos marcos contienen elementos que sirven para fijar los cables al extremo superior de sus columnas, a éstos elementos les llamamos "coronas".

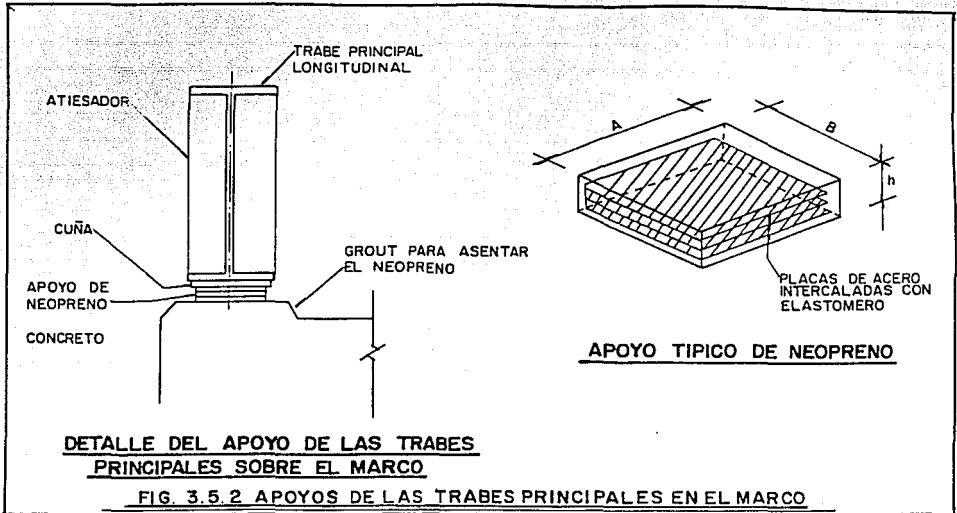
Al igual que en los demás apoyos de concreto, las traves principales se apoyan por medio de piezas cuadradas o rectangulares de neopreno. Los apoyos de neopreno están formados por material elastomérico (caucho sintético) intercalado con láminas de acero. Los apoyos de neopreno se dimensionan de tal forma que ante la carga axial actuante, permiten el giro y el desplazamiento requeridos, según lo muestra la figura 3.5.2.



**MEDIA SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE**

( TRABE SECUNDARIA A LA QUE LLEGAN CABLES )

FIG. 3.5.1



En la parte superior de las trabes de concreto y bajo las trabes secundarias que coinciden con los apoyos se colocaron las piezas metálicas (topes para sismo) que transmiten la fuerza sísmica en el sentido transversal.

- c) Las conexiones de los cables a los mástiles están constituidas por elementos formados por placas de acero estructural llamados coronas. (Ver figs. 3.1.4 y 3.1.6). Las coronas se fijan en el extremo superior de las columnas por medio de anclajes de acero y del concreto de la trabe superior del marco que rodea a la corona.

Las coronas tienen la forma que se indica en la figura 3.5.3. El interior de la corona es hueco, ese espacio se utiliza para alojar a los anclajes de los cables. Un poco más adelante definiremos a los anclajes de los cables.

De las coronas salen tubos que sirven para guiar al cable y para alojar dispositivos de amortiguamiento de los cables. Dichos dispositivos son, en forma básica, anillos formados por piezas de acero y elastómero que amarran al conjunto de torones. Las coronas tienen tapas que impiden el paso de agua al interior de la corona, y cada anclaje tiene capuchones individuales que protegen la parte exterior del anclaje.

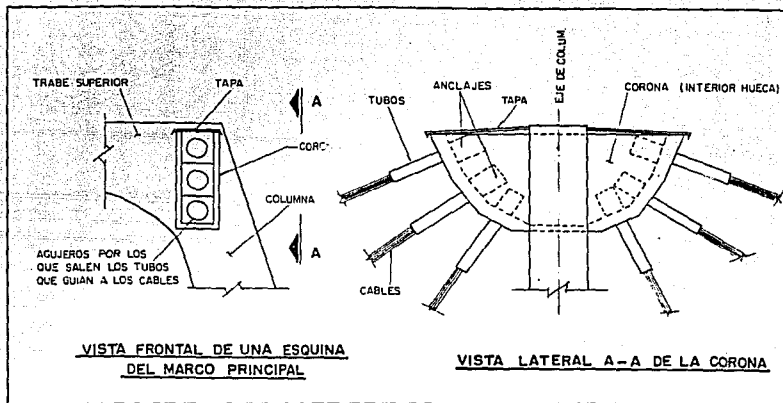


Fig. 3.5.3. CONEXION DE LOS CABLES AL MASTIL.

d)

Los cables están formados por torones individuales paralelos. El torón es derivado del torón de presfuerzo, pero con características especiales para usarse en estructuras atirantadas como son: alta resistencia a la fatiga, baja relajación, protección reforzada contra la corrosión. Cada torón tiene un diámetro de 0.6" y el conjunto de torones que forman el cable presenta un diámetro aparente de 10 a 20 cm dependiendo del tamaño del puente en cuestión. Los torones paralelos pueden estar separados entre sí o unidos por medio de una guía (sistema Freyssinett).

La protección contra la corrosión está formada por una triple barrera: primero el acero que forma a los torones es galvanizado, después los hilos que forman a cada torón se encuentran cubiertos por brea epóxica que impide la acumulación de humedad en los espacios interiores del torón, y por último, todo el conjunto de 7 hilos y brea se encamiza en una vaina de polietileno negro de alta densidad que protege al grupo contra la intemperie y la acción ultravioleta de los rayos del sol.

- e) Los anclajes son los elementos que fijan a los torones. Consisten en forma básica en cilindros de acero de alta resistencia acoplados a una placa de apoyo, que a su vez se apoya en los elementos del puente diseñados para ello (cajas de conexión en las traves principales o coronas en el extremo superior de los mástiles). Los torones pasan a través del anclaje. El acuañamiento de cada torón es individual. En algunos sistemas ese acuañamiento es reforzado por un candado que presiona en forma permanente a las cuñas (sistema Freyssinett). En otros sistemas a la fijación de los torones se refuerza aplicando una resina al interior del cilindro que se endurece y adhiere a las paredes del cilindro y a los torones.

En la figura 3.5.4 se muestra la forma elemental de los anclajes.

En el esquema se puede apreciar que los torones pasan a través del anclaje y se acuañan en los extremos exteriores. Las cuñas son piezas en forma cónica que impiden el deslizamiento del torón debido a la forma propia de la cuña una vez que el torón se tensa.

En la figura 3.5.5 se aprecia la forma del acuañamiento, al tensarse el cable la cuña queda atrapada apretando al torón, si la tensión en el cable se anulara el cable se desacuñaría. La superficie dentada tiene la función de garantizar el agarre sobre el torón y disminuir el efecto de la fatiga sobre la cuña.

En el extremo inferior de los cables (en la caja de conexión de la trabe principal) se colocaron los anclajes activos, desde los cuales se realizan las operaciones de tensado. Estas pueden hacerse torón por torón o ajustando la tuerca del anclaje roscado, esto último permite tensar o destensar el conjunto de torones que forman al cable en una sola operación.

Los anclajes pasivos se localizan en el extremo superior de los mástiles.

- f) Las conexiones de los cables a las traves principales se denominan cajas de conexión están formadas por un conjunto de placas en cuyo interior se aloja el anclaje activo. La forma de una caja de conexión se muestra en la figura 3.5.6.

La conexión de los cables es excéntrica con respecto a las traves principales. Dicha excentricidad es tomada por las



### ESQUEMA DE PARTES DE UN TIRANTE

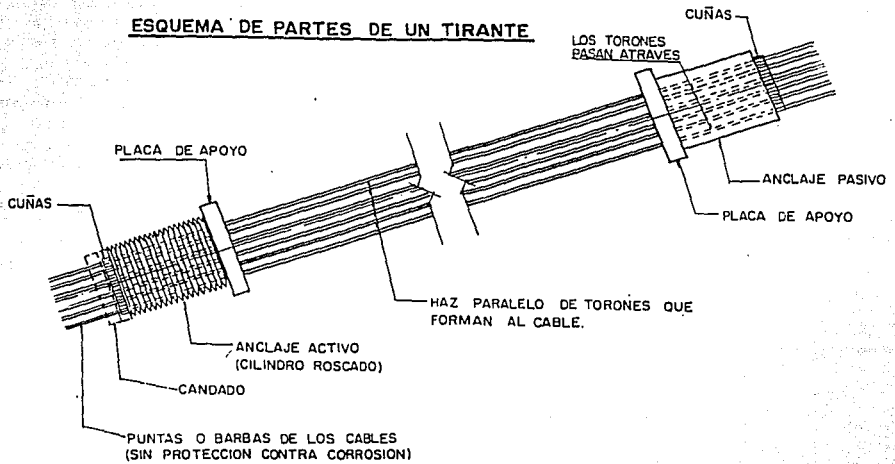


Fig. 3.5.4. ESQUEMA BASICO DE UN TIRANTE

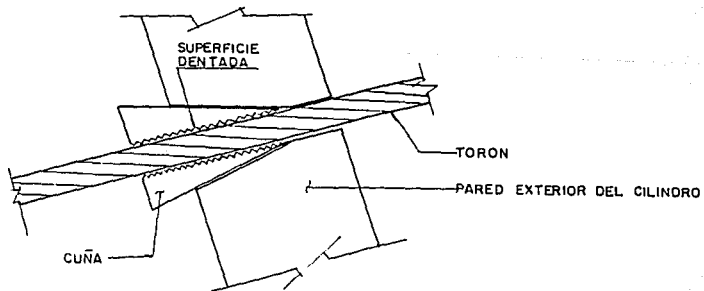
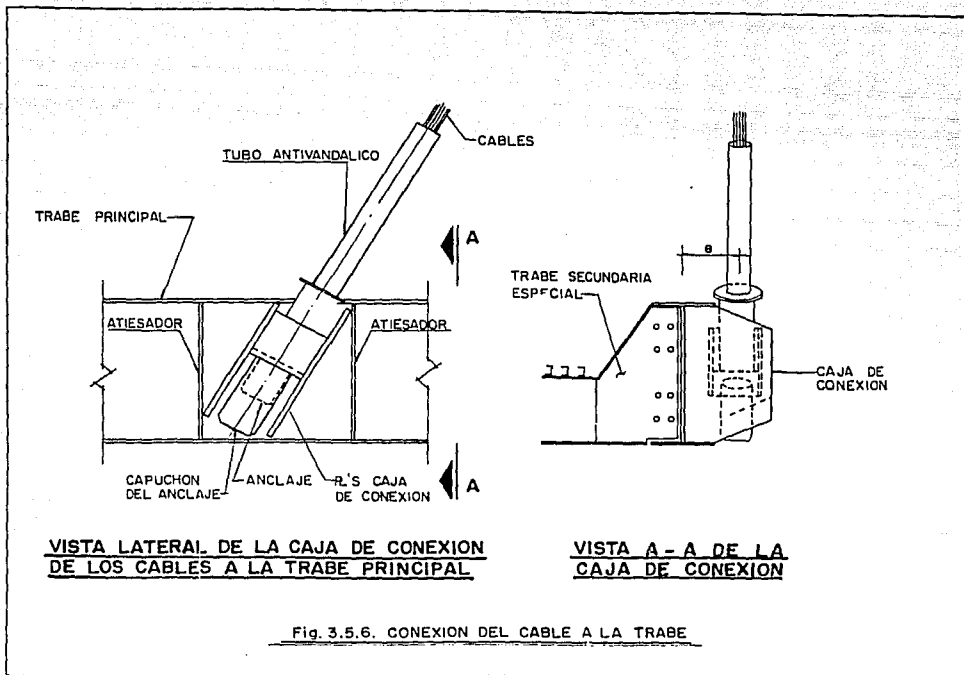
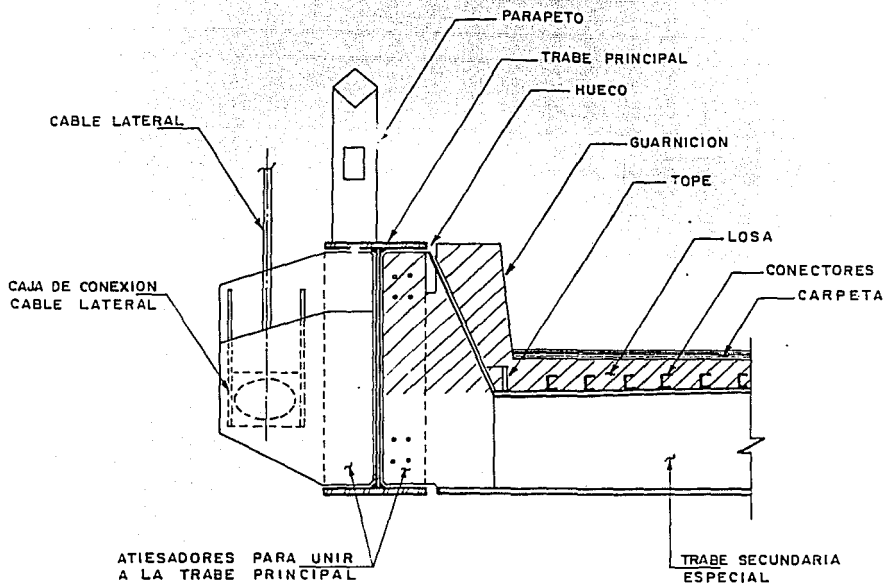


Fig. 3.5.5. FORMA DE UNA CUÑA





### SECCION TRANSVERSAL DE LA ZONA ATIRANTADA DEL PUENTE

Fig. 3.5.7

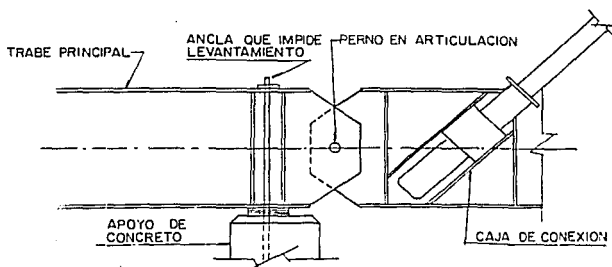


Fig.3.5.8 ARTICULACION FIJA LATERAL.

trabes secundarias que se ha hecho concurrir a ese punto, estas trabes tienen una forma tal que el volteo de las trabes principales es transmitido, por medio de una conexión atornillada, como un momento flexionante a las trabes secundarias. (Ver figura 3.5.7.).

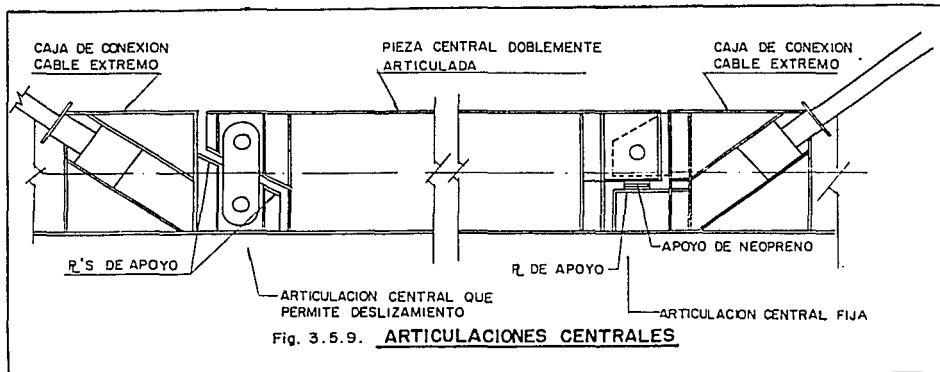
- g) En cada trabe principal de la zona atirantada tenemos 4 articulaciones, tres que permiten giro y una que permite giro y desplazamiento horizontal. La posición de esas articulaciones se indica en la fig. 3.1.4.

La articulación con que se inicia o finaliza la zona atirantada tiene la forma que se indica en la fig. 3.5.8.

La primer articulación de la zona atirantada se localiza junto a la primer caja de conexión (cable extremo) Ver fig. 3.1.4. Del otro lado tiene junto las anclas que fijan a la trabe principal contra el apoyo de concreto y que evitan su posible levantamiento ante la tensión por carga muerta más carga viva en el primer cable.

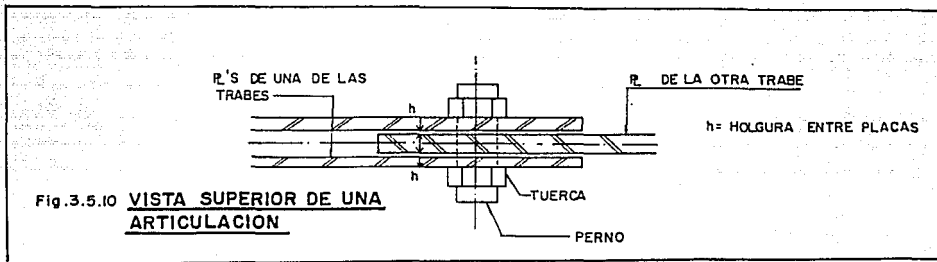
Exactamente en la zona de la articulación y la primer caja de conexión el alma de las trabes principales fue engrosada, debido a la concentración de esfuerzos existente.

En la parte central de la zona atirantada tenemos las otras 2 articulaciones, una solo permite giro y la otra giro y desplazamiento. La forma de esas articulaciones centrales se muestra en la fig. 3.5.9.

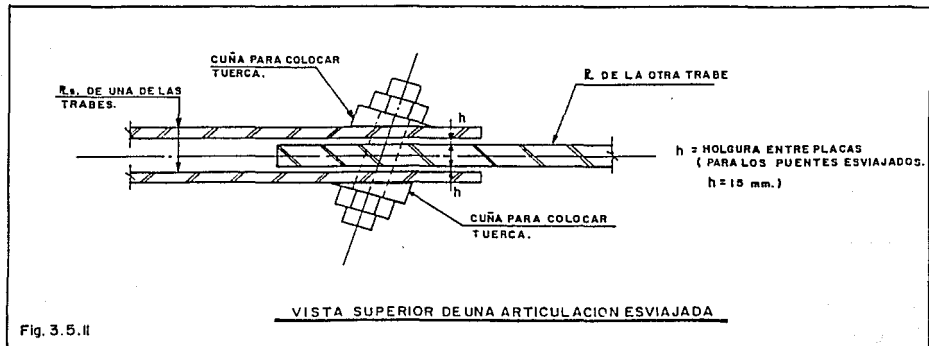


Las articulaciones centrales están diseñadas de tal forma que ante algún movimiento excepcional una trabe puede apoyarse sobre la otra. El apoyo de neopreno en la articulación fija amortigua el giro entre trabes.

Las placas de las articulaciones tienen holguras entre sí que permiten el giro de la articulación, como lo muestra la figura 3.5.10.



En los puentes esviajados (Rojo Gómez y Canal San Juan) las articulaciones son un poco diferentes, los pernos tienen el mismo esviaje y para permitir el giro las placas tienen holguras mayores entre sí que las que corresponden a un puente sin esviajamiento. En la figura 3.5.11 se muestra lo anterior:



- h) La cimentación de la zona atirantada de los puentes está formada con cajones de concreto reforzado desplantados a una profundidad de 4.0 m en promedio, que para el caso de los apoyos con mástiles son piloteados. Los pilotes son de concreto reforzado con sección cuadrada de 30 x 30 cm, tienen una longitud de 25.0 m en promedio y trabajan por fricción.
- g) En cada una de las zonas donde se articula la estructura existen juntas de calzada, las juntas de calzada tienen como finalidad:
1. Dar una superficie uniforme de rodamiento.
  2. Permitir en forma adecuada el movimiento entre tramos articulados.
  3. Sellar en forma hermética la junta.

Una junta de calzada está formada por un par de perfiles de acero estructural que se anclan con la losa mediante la unión del refuerzo de la losa con estribos soldados a los perfiles. En medio de los perfiles se coloca una banda de material deformable, resistente e impermeable, que puede ser algún elastómero con una forma especial. Esta banda se fija a los perfiles y se sella por medio de resina.

En la siguiente figura 3.5.12 se muestra la forma de una junta de calzada de este tipo:

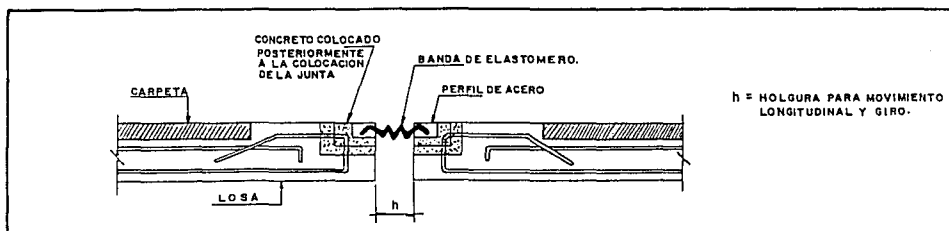


Fig. 3.5.12. JUNTA DE CALZADA EN LOSA.

### 3.6 Solicitaciones sobre la estructura y funcionamiento de las partes del puente

Las cargas que actúan sobre los puentes atirantados son prácticamente las mismas que actúan en un puente con una estructuración convencional, las podemos dividir principalmente en cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales.

La carga muerta es aquella producto del peso propio de todos aquellos elementos que ocupan una posición permanente dentro del puente, como son vigas, losas, guarniciones, etc.

La carga viva la constituyen los vehículos que circulan sobre el puente, ya sean camiones o automóviles ligeros.

Las cargas accidentales son las producidas por viento, sismo, hundimiento, etc.

Además de las cargas arriba indicadas, en los puentes atirantados sobre la Calz. I. Zaragoza se aplicaron ciertas fuerzas en los cables que modifican los efectos de la carga muerta. Las tensiones que se aplican eliminan la deformación que produce el peso propio del puente, manteniendo el perfil de proyecto en su zona atirantada, y produciendo un estado más conveniente de esfuerzos.

El comportamiento teórico de los puentes ante las solicitaciones mencionadas se indica a continuación.

Una estructura atirantada es en general mucho más ligera que una estructura convencional, por lo que la carga viva tiene efectos mayores sobre los elementos del puente. Cada vez que pasa un vehículo pesado sobre el puente la estructura tiene el comportamiento que se muestra en la figura 3.6.1.

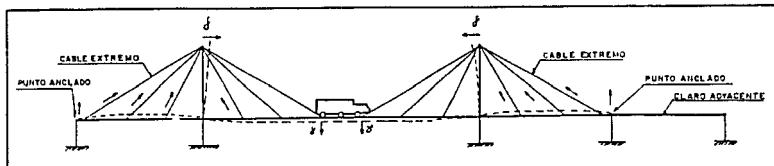


Fig 3.6.1.

El incremento de tensión en el cable extremo por el paso de la carga viva tiende a levantar la trabe principal en la zona cercana al cable. La descarga por carga muerta del claro adyacente elimina este efecto, pero para evitar cualquier posibilidad de levantamiento de la trabe ésta se ha anclado al apoyo de concreto.

Durante el paso de la carga viva todos los componentes del puente entran en funcionamiento (excepto aquellos colocados para sismo). Principalmente los cables, anclajes y las conexiones de éstos a la estructura del puente.

Para efectos sísmicos la estructura funciona como se indica en la fig. 3.6.2.

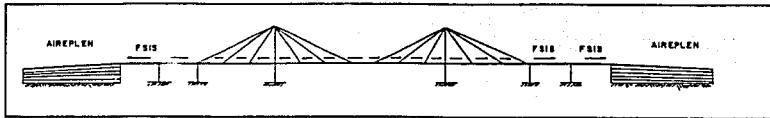


Fig. 3.6.2. FUERZA SISMICA LONGITUDINAL.

En el sentido longitudinal del puente la fuerza generada por sismo es transmitida por las traves principales y la losa de piso hacia las zonas rígidas en ese sentido, que son los aireplenes. La losa pasa continua en la transición entre estructura de acero y aireplén, y las traves metálicas están conectadas a las columnas del muro tapón del aireplén para poder transmitir el efecto del sismo longitudinal.

La articulación central que permite desplazamiento horizontal independiza la parte norte de la parte sur para este efecto.

En el sentido transversal del puente la fuerza sísmica es transmitida por medio de los toques para sismo colocados bajo las traves secundarias y arriba de los apoyos de concreto hacia los muros de concreto reforzado de los apoyos, que constituyen los elementos rígidos en ese sentido (Ver fig. 3.1.3).

Los efectos de la temperatura son tomadas por medio de la articulación central que permite desplazamiento horizontal, ésta



articulación tiene una holgura tal que permite la contracción o dilatación libre de la estructura.

Los apoyos de neopreno tienen dimensiones tales que permiten el desplazamiento de las traves principales ante los movimientos por temperatura o sismo, y también permiten los giros que provocan las cargas sobre el puente.

Los efectos de posibles hundimientos se minimizan por medio de las articulaciones localizadas en las traves principales. Con estas articulaciones un tramo se independiza del otro, de forma que el hundimiento que pudiera presentar un lado del puente no afecta al otro lado.

Para mostrar los efectos de los hundimientos diferenciales nos apoyaremos en la figura 3.6.3. En ella se ha hundido uno de los apoyos centrales piloteados. Se aprecia que algunos de los cables se aflojan, la columna sufre un desplazamiento hacia el centro del claro, y la trabe se desliza hacia abajo girando a partir del apoyo de concreto que se hundió. Como se puede intuir, estos efectos pueden corregirse aplicando ciertas tensiones en los cables adecuados.

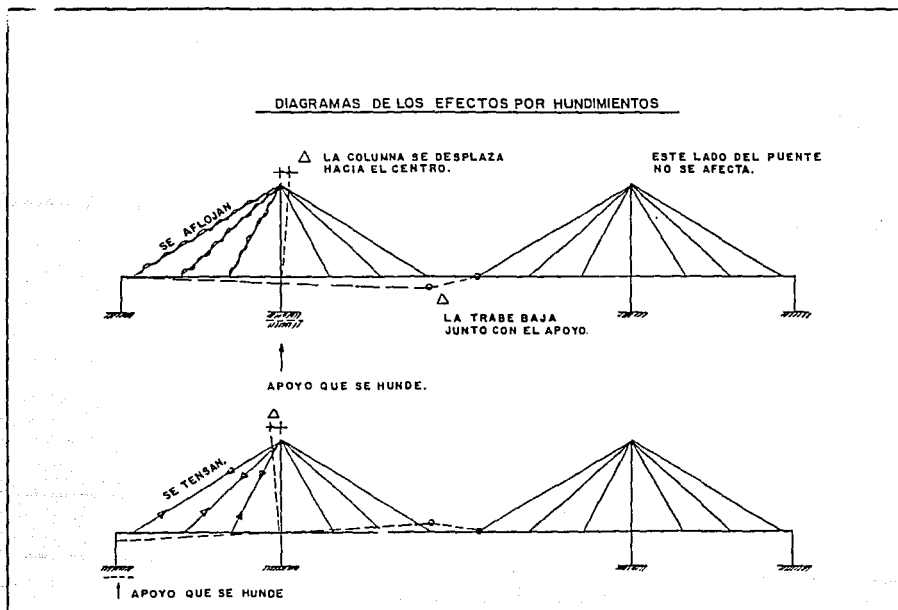


Fig. 3.6.3

Como se puede ver, las articulaciones centrales independizan una parte del puente de la otra. Los cables se aflojan cuando se hunde el apoyo central o se tensan cuando se hunde el apoyo adyacente.

En cuanto al viento, este produce efectos despreciables sobre la estructura, aún cuando para velocidades altas de viento éste provoca vibración en los torones que forman al cable, lo que produce un aspecto desagradable, este efecto se incrementa cuando los torones del cable se encuentran separados entre sí. Para disminuir la vibración de los torones y minimizar sus efectos sobre la estructura los torones se agrupan en un haz compacto (Sistema Freyssinett) por medio de un anillo de acero y neopreno que los confina. El otro sistema de tirantes (Mexpresa) permite que los torones estén separados y coloca un anillo de neopreno alrededor de los torones a una cierta distancia del anclaje.

#### 4. ANÁLISIS DE LA ZONA ATIRANTADA DEL PUENTE

##### 4.0 Introducción

Como se mencionó en las consideraciones de diseño, el análisis del puente se realizó por medio de computadoras, utilizando programas basados en el método de las rigideces, el M-Strudl y el SAP-86. Las partes del puente fueron analizadas con dichos programas, pero nos centraremos en la descripción del análisis de la zona atirantada, por ser ésta en la que encontramos los elementos no convencionales y por ello la que mayor novedad e interés puede presentar.

Primero describiremos lo realizado con el M-Strudl en el análisis de los puentes, y luego hablaremos del uso del SAP-86, este último se basa en la utilización del método del elemento finito y con el se pueden realizar análisis dinámicos complejos.

##### 4.1 Utilización del programa M-Strudl

###### 4.1.1. Introducción al programa M-Strudl

El M-Strudl es un programa para microcomputadora basado en el programa principal M-Strudl. Este programa fue completamente re-escrito usando lenguaje C y el método del elemento finito. Para entender un poco el M-Strudl explicaremos que hay detrás del mismo.

El M-Strudl es una extensión del Stress, el cual fue desarrollado en el Instituto Tecnológico de Massachusetts durante el inicio de los 60's. Pasados los años este ha sido adoptado y mantenido durante 3 décadas y ha llegado a ser el más popular programa de análisis para diseñadores estructurales.

A mediados de los 70's, el desarrollo del método del elemento finito amplió las posibilidades de los ingenieros para resolver complicados problemas estructurales. De cualquier forma, el M-Strudl continúa firme como el programa más popular debido a su uso fácil y eficiente.

##### Campo de acción del programa

El M-Strudl es un programa de elemento finito elástico lineal para estructuras reticulares. Este incluye elementos armadura

bidimensionales, elementos armadura en 3 dimensiones y elementos viga en 3 dimensiones. Es posible realizar análisis estáticos y dinámicos.

La estructura puede estar formada por cualquiera de los elementos arriba mencionados.

Las condiciones de soporte pueden ser apoyos fijos, deslizantes, articulados o con resortes.

También el inicio o final de cualquier elemento puede ser liberado en algún grado de libertad definido.

El análisis estático que forma parte de este programa es capaz de calcular desplazamientos en los nudos, fuerzas en los nudos iniciales y finales de cada elemento y reacciones. Las cargas pueden ser cargas en los nudos, cargas distribuidas en los elementos, peso propio de los elementos, carga de aceleración uniforme, cargas por temperatura, y desplazamientos impuestos en los soportes.

El análisis dinámico que forma parte de este programa es capaz de calcular hasta las 15 primeras frecuencias naturales de la estructura y los respectivos modos de vibrar.

El programa M-Strudl contiene varios pasos principales para su codificación, y que mencionaremos a continuación para comprender el uso del mismo en el análisis de los puentes atirantados.

#### 4.1.2 Pasos fundamentales del programa M-Strudl

Los siguientes pasos indican la secuencia para introducir todos los datos de un modelo y realizar su análisis por medio del programa M-Strudl.

##### Etapa = Definición del modelo

- \* Usar el comando "Joint coordinate" para etiquetar y definir las coordenadas de los nudos de conexión y de soporte del modelo.
- \* Usar el comando "Member incidence" para definir las conectividades de los elementos.
- \* Usar el comando "Joint release" para definir apoyos fijos, deslizantes, articulaciones, resortes, etc.
- \* Usar el comando "Member release" para liberar elementos de fuerzas o momentos en algún punto de su longitud.
- \* Usar el comando "Material property" para definir las propiedades del material de cada elemento.
- \* Usar el comando "Member property" para definir propiedades de la sección de cada elemento.

- \* Usar el comando "Beta angle" para definir el giro de un elemento en el espacio (no aplicable a armaduras).

A continuación seleccionar el tipo de análisis a realizar.

- \* "Stiffness analysis" o "P-delta analysis" para análisis estáticos.
- \* "Dynamic analysis" para análisis dinámicos.

#### Etapa = Definición de la carga

Para cada caso de carga.

- \* Usar el comando "Load" para definir el nombre o etiqueta para este caso de carga.
- \* Usar el comando "Joint load" para definir todas las cargas en los nudos asociados con este caso de carga.
- \* Usar el comando "Member load" para definir todas las cargas en los elementos asociados a este caso de carga.
- \* Usar el comando "Joint displacement" para definir todos los desplazamientos impuestos en los soportes asociados a este caso de carga.
- \* Usar el comando "Member temperature" para definir todas las cargas por temperatura asociadas con este caso de carga.
- \* Usar el comando "Dead load" o "Acceleration" para definir todas las cargas de aceleración asociadas con este caso de carga.
- \* Usar el comando "Load combination" para definir todas las combinaciones de carga.

#### Etapa = Generación de resultados

- \* Usar el comando "Report" para especificar el número de líneas por página, el número de la página inicial del reporte, o los archivos donde el reporte será almacenado.
- \* Use el comando "List displacement" para pedir los resultados de desplazamientos.
- \* Use el comando "List force" para pedir las fuerzas en los nodos iniciales y finales de cada miembro.
- \* Use el comando "List reaction" para pedir las reacciones en los soportes.  
(Solo para análisis dinámico)
- \* Use el comando "List frequency" para pedir una lista de las frecuencias naturales calculadas.
- \* Use el comando "List mode" para pedir una lista de los modos de vibrar.

#### 4.2. Idealización de la estructura de la zona atirantada

En los pasos anteriores viene implícita la idealización de la estructura, y de su correcta realización dependerá la confiabilidad de los resultados que se obtengan del análisis.

Para el programa M-Strudl todos los elementos que forman la estructura los debemos idealizar como barras rectas definidas por medio de un nudo inicial y un nudo final.

Del grado de complejidad de la estructura, el tipo de resultados que se desee obtener y la exactitud requerida de los mismos, dependerá el número de nudos y elementos que idealicen a la estructura.

Para el caso de los puentes atirantados sobre la Calzada I. Zaragoza se realizó 2 tipos de análisis por medio del programa M-Strudl, uno en el plano y otro en el espacio. Los dos tipos de análisis se compararon para ciertas condiciones de carga para verificar el comportamiento de la estructura. Además, ciertos efectos tridimensionales y de esviamiento solo pueden visualizarse por medio de un análisis en el espacio, por lo que dicho modelo proporcionó también datos de orden cualitativo para entender el comportamiento de los puentes bajo ciertas condiciones de carga (p.e. sismo, 6 posiciones asimétricas de la carga viva).

A continuación se muestra el modelo que representa al puente Rojo Gómez en su zona atirantada, tanto para el análisis bidimensional como tridimensional. Las características geométricas del puente se muestran en dicha idealización. El puente cuenta con 2 cuerpos idénticos de 2 carriles cada uno, comunes entre sí por medio de una hilera central de cables.

##### 4.2.1. Modelo bidimensional de la zona atirantada del puente

Para definir y codificar el modelo de la zona atirantada del puente seguiremos los pasos fundamentales del programa M-Strudl definidos anteriormente.

Primero idealizaremos la estructura por medio de nudos y líneas rectas apegándonos a la geometría definitiva del puente. Posteriormente numeraremos los nudos y las barras que forman a nuestro modelo, y finalmente, calcularemos las propiedades geométricas de cada elemento o barra.

El modelo debe ser lo más representativo posible de la realidad, por ello debemos también indicar con precisión las condiciones

de apoyo y grados de libertad de la estructura, de acuerdo con las posibilidades que ofrece el programa M-Strudl.

La estructura la podemos dividir en: Dos traves principales centrales y dos traves principales laterales. Si para las traves centrales elaboramos un modelo plano y para las traves laterales otro, llegariamos a 2 modelos de geometria idetica, pero con diferentes propiedades para cada uno.

La idealizacion para el modelo bidimensional del puente atirantado Rojo Gomez es la misma para las traves centrales que para las laterales y se presenta en la fig. 4.2.1.1.

#### Descripcion del modelo

Todos los elementos son idealizados por medio de barras.

Los numeros subrayados corresponden a barras, los no subrayados a nudos.

De la barra 1 a la 28 representan a las traves principales.

De la barra 29 a la 40 representan a los cables.

De la barra 41 a la 44 representan a las columnas.

Los circulos pequenos representan articulaciones.

Al inicio de la barra 14 la articulacion tambien permite desplazamiento horizontal (en X).

El sistema coordenado cartesiano para definir la posicion de los nudos tiene su origen en el nudo 1.

Las columnas definidas son continuas, no hay interseccion con las traves.

La trave principal se encuentra simplemente apoyada en los nudos 1, 8, 22 y 29; la columna se encuentra empotrada en los nudos 32 y 35.

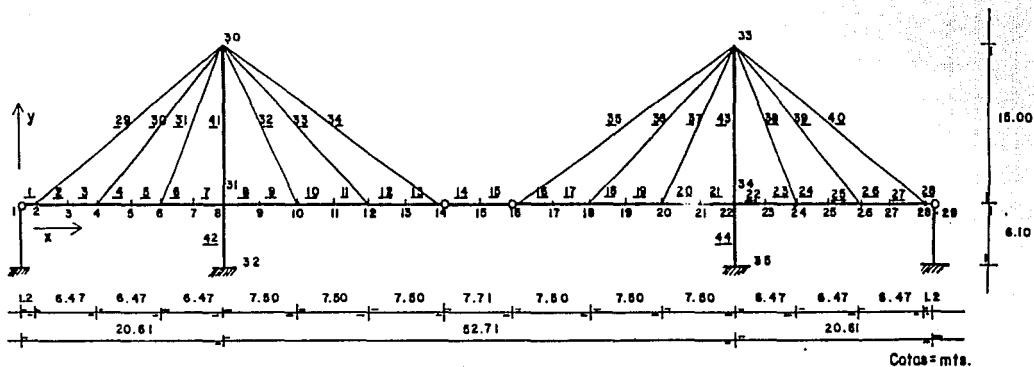
Todo lo anterior es valido tanto para las hileras centrales de cables y traves como para las laterales.

Las propiedades que debera tener cada elemento o barra se definen en las paginas siguientes. (Ver figs. 4.2.1.2 y 4.2.1.3).

Barros  $b$   
Nudos  $n$

IDEALIZACION PARA EL MODELO BIDIMENSIONAL  
HILERA CENTRAL Y LATERAL DE TRABES Y CABLES.

PUENTE ROJO GOMEZ



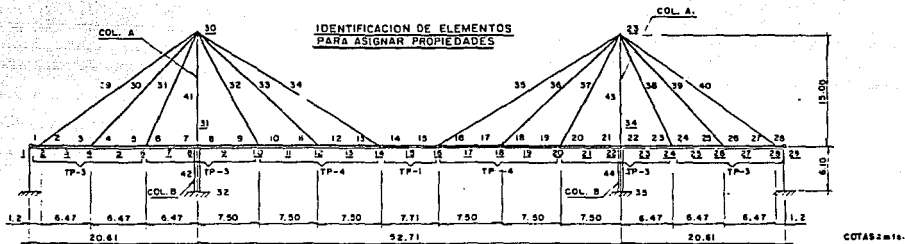
DIMENSIONES GENERALES

Fig. 4.2.11.

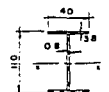


PUENTE ROJO GOMEZ

BARRAS b  
NUDOS n



IDEALIZACION PARA LA ZONA ATIRANTADA HILERA LATERAL DE CABLES



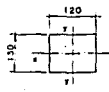
$A = 0.0386 \text{ m}^2$   
 $I_{xx} = 0.00929 \text{ m}^4$



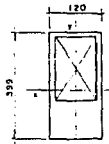
$A = 0.0284 \text{ m}^2$   
 $I_{xx} = 0.00835 \text{ m}^4$



$A = 0.0237 \text{ m}^2$   
 $I_{xx} = 0.005240 \text{ m}^4$



$A = 1.56 \text{ m}^2$   
 $I_{xx} = 0.2197 \text{ m}^4$   
 $I_{yy} = 0.1872 \text{ m}^4$



$A = 2.673 \text{ m}^2$   
 $I_{xx} = 3.92 \text{ m}^4$   
 $I_{yy} = 9.4318 \text{ m}^4$

CABLES

	A	$I_{xx} = I_{yy}$
29 40	25 cm <sup>2</sup> = 0.0025 m <sup>2</sup>	0.00000001 m <sup>4</sup>
30 31 32 33	12 cm <sup>2</sup> = 0.0012 m <sup>2</sup>	0.00000001 m <sup>4</sup>
36 37 38 39	12 cm <sup>2</sup> = 0.0012 m <sup>2</sup>	0.00000001 m <sup>4</sup>
34 35	25 cm <sup>2</sup> = 0.0025 m <sup>2</sup>	0.00000001 m <sup>4</sup>

Leve de concreto

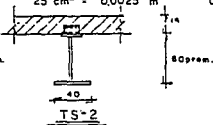
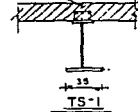
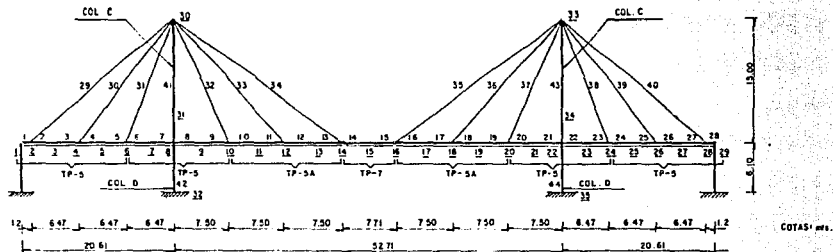


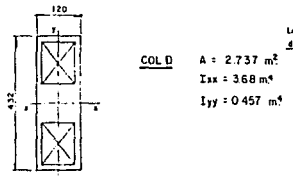
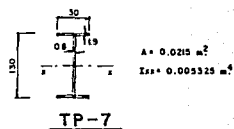
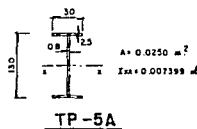
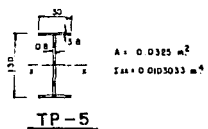
Fig.4.2.1.2

**PUENTE R. GOMEZ IDEALIZACION PARA LA ZONA ATIRANTADA HILERA CENTRAL DE CABLES.**

BARRAS b  
HUOSOS n



**IDENTIFICACION DE ELEMENTOS PARA ASIGNAR PROPIEDADES**



CABLES	A	Ixx = Iyy
29 40	45 cm² = 0.0045 m²	0.000 000 01 m⁴
30 31 32 33	19 cm² = 0.0019 m²	0.000 000 01 m⁴
36 37 38 39	19 cm² = 0.0019 m²	0.000 000 01 m⁴
34 35	40 cm² = 0.0040 m²	0.000 000 01 m⁴

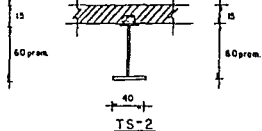
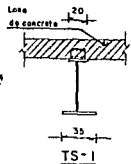


Fig 42.1.3

#### 4.2.2 Codificación del modelo bidimensional de la zona atirantada del puente (en M-Strudl)

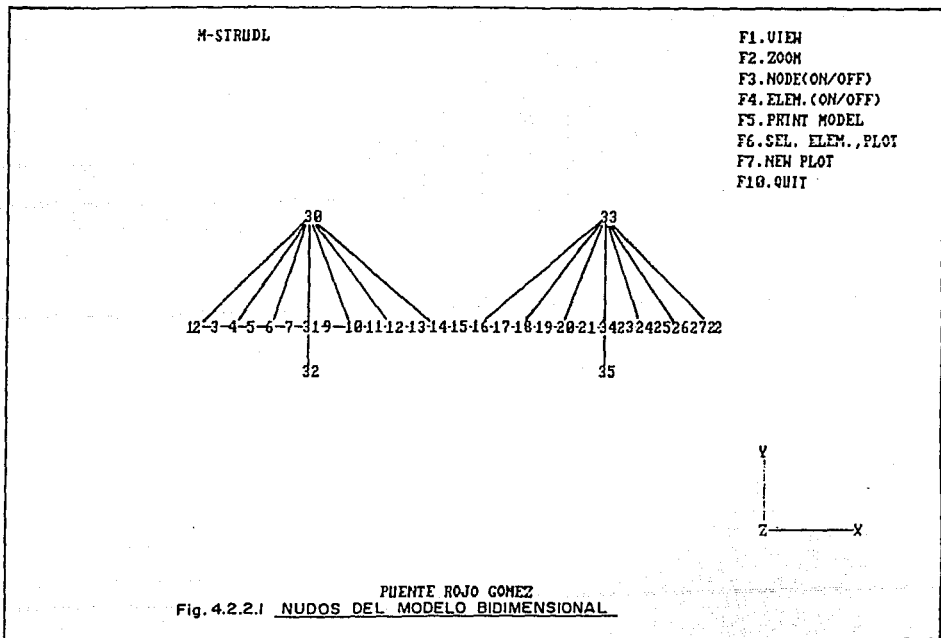
De acuerdo con la geometría y las propiedades calculadas para la hilera central y las hileras laterales de traveses y cables del puente Rojo Gómez, las instrucciones o codificación de los datos para ser introducidos en la computadora quedan como se indica a continuación.

Después de las dos codificaciones (una para la hilera central y una para la hilera lateral) se muestran 3 figuras impresas de la pantalla de la computadora, acerca del modelo creado para el puente Rojo Gómez.

La fig. 4.2.2.1 muestra los nudos del modelo.

La fig. 4.2.2.2 muestra los nudos soporte del modelo.

La fig. 4.2.2.3 muestra los elementos del modelo.



Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

TITLE: PUENTE ROJO GOMEZ PAGE 1

```

*****
*
* TYPE OF THE STRUCTURE          : PLANE FRAME
* RESTART STATUS                 : NONE GIVEN
* DESIGNATED UNITS               : MTONS METERS DEGREES
* NO. OF JOINTS DEFINED          : 35
* NO. OF MEMBERS DEFINED         : 44
* NO. OF PLATE ELEMENTS DEFINED  : 0
* NO. OF DIFF. MATERIAL DEFINED  : 3
* NO. OF DIFF. SECTION PROPERTIES DEFINED: 11
* NO. OF DIFF. TYPES OF SPRINGS DEFINED : 0
*
*****

```

```

*****
* LISTING OF THE INPUT FILE *
*****

```

- 1) TYPE PLANE FRAME
- 2) TITLE Puente Rojo Gomez
- 3) UNIT MTONS MET

```

4) # -----
5) # MODELO BIIMENSIONAL DEL PUENTE ATIRANTADO ROJO GOMEZ
6) # HILERA LATERAL DE CABLES
7) # -----
8) # COORDENADAS DE LOS NUDOS QUE FORMAN AL MODELO
9) # DEL PUENTE ATIRANTADO
10) # -----

```

```

11) JOINT COORDINATES
12) 1      0.0      0.0
13) 2      1.20     0.0
14) 3      4.435    0.0
15) 4      7.67     0.0
16) 5      10.905   0.0
17) 6      14.14    0.0
18) 7      17.375   0.0
19) 8      20.61    0.0
20) 9      24.36    0.0
21) 10     28.11    0.0
22) 11     31.34    0.0
23) 12     35.41    0.0
24) 13     39.34    0.0
25) 14     43.11    0.0
26) 15     46.768   0.0
27) 16     50.62    0.0
28) 17     54.57    0.0
29) 18     58.32    0.0
30) 19     62.37    0.0
31) 20     65.82    0.0
32) 21     69.57    0.0
33) 22     73.42    0.0

```

M-STUDL BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 8/30/91 16:08:33

Hombre de la compañía: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

TITLE: PUENTE ROJO GOMEZ

PAGE 2

\*\*\*\*\*  
\* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
\*\*\*\*\*

34) 23	76.555	0.0
35) 24	79.79	0.0
36) 25	83.025	0.0
37) 26	86.26	0.0
38) 27	89.495	0.0
39) 28	92.73	0.0
40) 29	93.93	0.00
41) 30	20.61	15.00
42) 31	20.61	0.10
43) 32	20.61	-6.00
44) 33	73.32	15.00
45) 34	73.32	0.10
46) 35	73.32	-6.00

47) #

48) # INCIDENCIAS DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN AL

49) # MODELO DEL PUENTE ATIRANTADO

50) #

51) MEMBER INCIDENCE

52) 1 1 2

53) 1 TO 28

54) 29 2 30

55) 30 4 30

56) 31 5 30

57) 32 10 30

58) 33 12 30

59) 34 14 30

60) 35 15 33

61) 36 19 33

62) 37 20 33

63) 38 24 33

64) 39 26 33

65) 40 28 33

66) 41 31 30

67) 42 32 31

68) 43 34 33

69) 44 35 34

70) #

71) # CONDICIONES DE SOPORTE DEL MODELO

72) #

73) jcc rei

74) 1 3 22 19 32 35 AB 3

75) 3 22 for A mcr 2

76) ncc rei

77) 1 sta nom 2

78) 14 sta nom 2 for # los articulaciones centrales /

79) 15 18 and nom 2 # una permita desplazamiento en 4

80) #

81) # PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

TITLE: PUENTE ROJO GOMEZ

PAGE 3

\*\*\*\*\*  
 \* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
 \*\*\*\*\*

32) # -----  
 33) mat pro  
 34) ACE0 E 21000000 1 to 28  
 35) ACE1 E 19500000 29 40 \$ Modulo de elasticidad de los  
 36) ACE2 E 19500000 30 39 \$ cables considerando el del acero  
 37) ACE3 E 19500000 31 38 \$ de los mismos  
 38) ACE4 E 19500000 32 37  
 39) ACE5 E 19500000 33 36  
 40) ACE6 E 19500000 34 35  
 41) CONC E 2213594 41 TO 44 \$ calculado como 14000 x raiz de f'c

42) # -----  
 43) # PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS  
 44) # -----

45) mem pro  
 46) tp3 AX 0.0386 IZ 0.0052900 1 to 9 20 to 28  
 47) tp4 AX 0.0284 IZ 0.0065508 10 to 13 16 to 19  
 48) tp1 AX 0.0237 IZ 0.0052400 14 15  
 49) col1 ax 2.673 AY 2.2275 IZ 0.4318 42 44 \$ considerando  
 100) col2 ax 1.560 AY 1.300 IZ 0.1872 41 43 \$ la col. y el  
 101) cable1 ax 0.00120 IZ 0.00000001 31 38 \$ muro  
 102) cable2 ax 0.00120 IZ 0.00000001 32 37  
 103) cable3 ax 0.00120 IZ 0.00000001 33 36 \$ considerando el area  
 104) cable4 ax 0.00120 IZ 0.00000001 30 39 \$ acero exacta de cada  
 105) cable5 AX 0.00255 IZ 0.00000001 34 35 \$ toron  
 106) cable6 AX 0.00255 IZ 0.00000001 29 40

107) ERE  
 108) # -----  
 109) # ANALISIS ESTADICO POR CARGA MUERTA  
 110) # -----

111) sti ana  
 112) load muerta  
 113) mem loa  
 114) 1 to 28 force y unif w -3.00

115) # -----  
 116) # REPORTE DE RESULTADOS  
 117) # -----

118) esp dev a  
 119) print input  
 120) use all  
 121) fin

```

=====
M-STRAUJL BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 3/30/91 16:35:27
-----
Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V
-----
TITLE: PUENTE ROJO GOMEZ PAGE 1
=====

```

```

*****
*
* TYPE OF THE STRUCTURE : PLANE FRAME *
* RESTART STATUS : NONE GIVEN *
* DESIGNATED UNITS : MTONS METERS DEGREES *
* NO. OF JOINTS DEFINED : 35 *
* NO. OF MEMBERS DEFINED : 44 *
* NO. OF PLATE ELEMENTS DEFINED : 0 *
* NO. OF DIFF. MATERIAL DEFINED : 8 *
* NO. OF DIFF. SECTION PROPERTIES DEFINED: 11 *
* NO. OF DIFF. TYPES OF SPRINGS DEFINED : 0 *
*
*****

```

```

*****
* LISTING OF THE INPUT FILE *
*****

```

```

1) TYPE PLANE FRAME
2) TITLE Puente Rojo gomez
3) UNIT MTONS MET
4) # -----
5) # MODELO BIDIMENSIONAL DEL PUENTE ATIRANTADO ROJO GOMEZ
6) # HILERA CENTRAL DE CABLES
7) # -----
8) # COORDENADAS DE LOS NUDOS QUE FORMAN AL MODELO
9) # DEL PUENTE ATIRANTADO
10) # -----
11) JOINT COORDINATES
12) 1 0.0 0.0
13) 2 1.20 0.0
14) 3 4.435 0.0
15) 4 7.67 0.0
16) 5 10.905 0.0
17) 6 14.14 0.0
18) 7 17.375 0.0
19) 8 20.61 0.0
20) 9 24.36 0.0
21) 10 28.11 0.0
22) 11 31.86 0.0
23) 12 35.61 0.0
24) 13 39.36 0.0
25) 14 43.11 0.0
26) 15 46.865 0.0
27) 16 50.62 0.0
28) 17 54.57 0.0
29) 18 58.52 0.0
30) 19 62.47 0.0
31) 20 66.32 0.0
32) 21 70.27 0.0
33) 22 74.22 0.0

```

-----  
Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V  
-----  
TITLE: PUENTE ROJO GOMEZ PAGE 2  
-----

\*\*\*\*\*  
\* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
\*\*\*\*\*

34)	23	76.555	0.0
35)	24	79.79	0.0
36)	25	93.025	0.0
37)	26	86.26	0.0
38)	27	89.495	0.0
39)	28	92.73	0.0
40)	29	93.93	0.00
41)	30	20.61	15.00
42)	31	20.61	0.10
43)	32	20.61	-6.00
44)	33	73.32	15.00
45)	34	73.32	0.10
46)	35	73.32	-6.00

47) # -----  
48) # INCIDENCIAS DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN AL  
49) # MODELO DEL PUENTE ATIRANTADO  
50) # -----

51) MEMBER INCIDENCE

52)	1	1	2
53)	1	TO	23
54)	29	2	30
55)	30	4	30
56)	31	6	30
57)	32	10	30
58)	33	12	30
59)	34	14	30
60)	35	16	33
61)	36	18	33
62)	37	20	33
63)	38	24	33
64)	39	26	33
65)	40	28	33
66)	41	31	30
67)	42	32	31
68)	43	34	33
69)	44	35	34

70) # -----  
71) # CONDICIONES DE SOPORTE DEL MODELO  
72) # -----

73) joi ral  
74) 1 : 12 29 32 35 AS 3  
75) 8 22 for 1 nom 2  
76) nom ral  
77) 1 ita nom 2  
78) 14 era nom 2 for 3 # for articulaciones centrales y  
79) 15 28 era nom 2 # una permite desplazamiento en x  
80) #  
81) #



```

=====
M-STRUDL BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 8/30/91 16:35:27
=====
Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V
=====
TITLE: PUENTE ROJO GOMEZ PAGE 3
=====

```

```

*****
* LISTING OF THE INPUT FILE *
*****

```

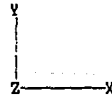
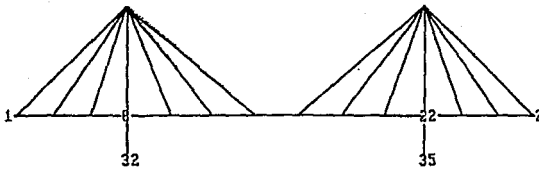
```

82) $ -----
83) $ PROPIEDADES DE LOS MATERIALES
84) $ -----
85) mat pro
86) ACE0 E 21000000 1 to 28
87) ACE1 E 19500000 29 40 $ modulo de elasticidad de los
88) ACE2 E 19500000 30 39 $ cables considerando el del acero
89) ACE3 E 19500000 31 38 $ de los mismos
90) ACE4 E 19500000 32 37
91) ACE5 E 19500000 33 36
92) ACE6 E 19500000 34 35
93) CGNC E 2213594 41 TO 44 $ calculado como 14000 x raiz de f'c
94) $ -----
95) $ PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS
96) $ -----
97) mem pro
98) tp5 AX 0.0650 IZ 0.0206060 1 to 9 20 to 28
99) tp6 AX 0.0500 IZ 0.0147980 10 to 13 16 to 19
100) tp7 AX 0.0430 IZ 0.0106500 14 15
101) col1 ax 2.737 AY 2.2800 IZ 0.4570 42 44 $ considerando
102) col2 ax 0.638 AY 0.532 IZ 0.06433 41 43 $ la col. y el
103) cable1 ax 0.00190 IZ 0.00000001 31 38 $ muro
104) cable2 ax 0.00190 IZ 0.00000001 32 37
105) cable3 ax 0.00190 IZ 0.00000001 33 36 $ considerando el area
106) cable4 ax 0.00190 IZ 0.00000001 30 39 $ de acero exacta de
107) cable5 AX 0.00400 IZ 0.00000001 34 35 $ cada toron
108) cable6 AX 0.00450 IZ 0.00000001 29 40
109) bra
110) $ -----
111) $ ANALISIS ESTADICO POR CARGA MUERTA
112) $ DEFINICION DE CARGAS
113) $ -----
114) sti ana
115) Load muerta
116) mem loa
117) 1 to 28 force y unif w -3.00
118) $ -----
119) $ REPORTE DE RESULTADOS
120) $ -----
121) rep dev a
122) print input
123) list all
124) fin

```

M-STRUDL

F1. UIEM  
 F2. ZOOM  
 F3. NODE(OFF/ON)  
 F4. ELEM. (ON/OFF)  
 F5. PRINT MODEL  
 F6. SEL. ELEM., PLOT  
 F7. NEW PLOT  
 F8. QUIT

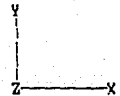
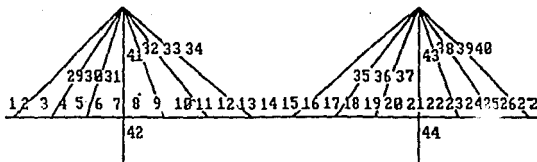


PUENTE ROJO GOMEZ

Fig.4.2.2.2 NUDOS-SOPORTE DEL MODELO BIDIMENSIONAL

M-STRUDL

F1.VIEW  
 F2.ZOOM  
 F3.NODE(OH/OFF)  
 F4.ELEM.(OH/OFF)  
 F5.PRINT MODEL  
 F6.SEL. ELEM.,PLOT  
 F7.NEW PLOT  
 F10.QUIT



PUENTE ROJO GOMEZ

Fig. 4.2.2.3 ELEMENTOS DEL MODELO BIDIMENSIONAL

#### 4.2.3 Modelo tridimensional de la zona atirantada del puente

Siguiendo los mismos pasos que se utilizaron para realizar el modelo bidimensional de la zona atirantada del puente, pero con las diferencias obvias de geometría, se creó el modelo tridimensional de la parte atirantada del puente Rojo Gómez.

Mientras que el modelo bidimensional del puente solo contempla coordenadas en los ejes X y Y, el modelo tridimensional requiere de definir coordenadas en los ejes X, Y y Z. Además para el modelo bidimensional se necesita únicamente del cálculo de áreas e inercias con respecto al eje de flexión, mientras que para el modelo en el espacio se requiere calcular para cada elemento las propiedades con respecto a sus 3 ejes locales, llamando "ejes locales" a los que corresponden a cada barra dependiendo de su orientación y sentido de generación. Por todo lo anterior el modelo tridimensional se vuelve mucho más representativo y laborioso que el modelo en el plano.

Existen muchos efectos que se pueden visualizar mediante un análisis en el espacio y que pasarían inadvertidos en el modelo en el plano. Uno de los usos que se le dió al modelo tridimensional fue el de comparar los resultados que se obtenían de su análisis para diferentes condiciones de carga con los resultados que se obtenían en los análisis del modelo plano para las mismas condiciones. Por ejemplo, en el análisis por carga muerta o por carga viva (vehículos en movimiento) aparecen algunos efectos provocados por el esviamiento del puente, (el puente Rojo Gómez tiene un ángulo de esviaje de  $18.33^\circ$  y el puente Canal San Juan tiene un ángulo de esviaje de  $24^\circ$ ), efectos como torsiones o desplazamientos horizontales provocados por cargas verticales. Es importante mencionar que cualquier carga provoca un desplazamiento horizontal en el tablero de un puente esviamado, la proporción de este desplazamiento depende del ángulo de esviaje, y debe ser tomado en cuenta en el diseño de las traveses principales y sus articulaciones.

Además de los efectos arriba mencionados de la carga viva, existen ciertas posiciones no simétricas de la carga viva que provocan torsiones y condiciones diferentes de las que se pueden analizar en un modelo plano, como por ejemplo, tener un solo lado del puente cargado y el otro lado no (ésta consideración es muy probable), o tener vehículos cruzados con respecto al mástil que pudieran provocar distorsiones para el marco de concreto reforzado.

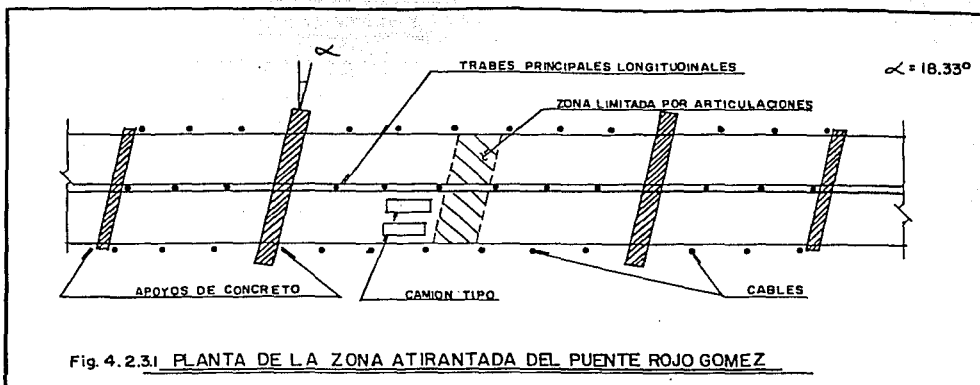


Fig. 4.2.3.1 PLANTA DE LA ZONA ATIRANTADA DEL PUENTE ROJO GÓMEZ

En la fig. 4.2.3.1 se ilustra el empleo del modelo en el espacio para analizar posiciones asimétricas de la carga viva. El ángulo  $\alpha$  indica el esviajamiento del puente. En la fig. se muestra una de las posiciones que pueden adquirir los vehículos tipo HS20-44, implicando solo un lado del puente cargado.

Además de este uso que se le dió al modelo en el espacio hay otros que son igualmente importantes, como por ejemplo para el análisis de cargas accidentales.

Tanto el análisis de sismo transversal como longitudinal se realizaron por medio del modelo en el espacio, además de un análisis por viento y otro por temperatura.

Resumiendo, el modelo espacial de la zona atirantada del puente se utilizó para analizar las siguientes condiciones de carga principalmente:

- a) Carga viva (incluyendo posiciones no simétricas de vehículos).
- b) Carga muerta
- c) Sismo transversal y longitudinal
- d) Viento
- e) Temperatura

En la fig. 4.2.3.2 se muestra el modelo bidimensional de la zona atirantada del puente de Rojo Gómez. Como se puede apreciar, se ha idealizado al puente por medio de elementos rectos que representan a:

PUENTE ROJO GOMEZ  
MODELO TRIDIMENSIONAL  
ZONA ATIRANTADA

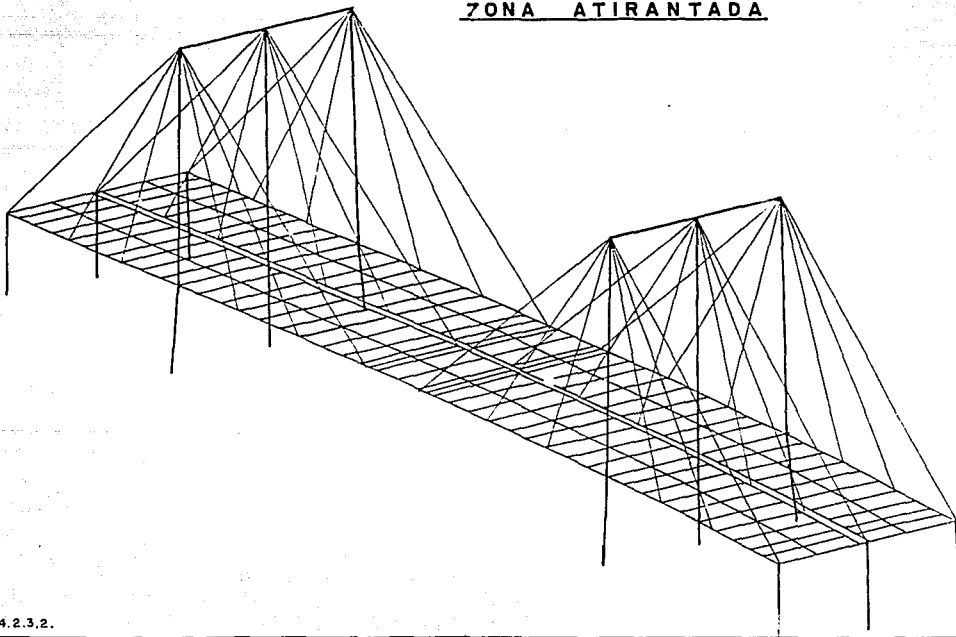


Fig. 4.2.3.2.

- 1) Los marcos de concreto
- 2) Los cables
- 3) Las trabes principales
- 4) Las trabes secundarias y la losa

En este modelo también se han colocado las articulaciones en las trabes principales y elementos que simbolizan a los apoyos de neopreno bajo las trabes.

#### 4.2.4 Codificación del modelo tridimensional de la zona atirantada del puente (programa M-Strudl)

Siguiendo los pasos fundamentales del programa que hemos enlistado en el inciso 4.1.2. definimos también al modelo espacial. Se reproducen a continuación todas las instrucciones utilizadas para idealizar al puente Rojo Gómez en tres dimensiones, se encontrará al final del listado que aparecen 2 condiciones de carga, la primera corresponde a carga muerta del puente y la segunda a carga viva con diferente posiciones de fuerzas que representan las cargas de vehículos.

Después del listado se presentan 14 figuras que han sido reproducidas de la pantalla de la computadora una vez que el modelo ha sido introducido en ella. Las primeras 9 figuras (de la fig. 4.2.4.1 a 4.2.4.9) corresponden al modelo espacial definitivo (codificación antes mencionada) y las últimas 5 fueron obtenidas de un modelo preliminar anterior realizado para el puente Rojo Gómez.

### 4.3 Utilización del programa SAP-86

#### 4.3.1 Introducción

El SAP-86 es un programa basado en el método del elemento finito para analizar sistemas estructurales lineales. Análisis bidimensionales y tridimensionales, tanto estáticos como dinámicos pueden ser realizados con este poderoso programa.

El SAP-86 produce archivos de datos con el mismo formato que el SAPIV, existiendo archivos en SAPIV que pueden ser leídos directamente en SAP86 para su análisis. Además, el SAP-86 tiene la posibilidad de opciones gráficas (dibujos en pantalla y en impresora en interacción con el análisis).

Este programa tiene la posibilidad de emplear elementos tipo

armadura en tres dimensiones, viga en tres dimensiones, membranas, placas planas y con curvatura, sólidos isotrópicos y ortotrópicos, resortes, sólidos triangulares, elementos tubulares, etc.

La opción de análisis dinámicos ofrece la posibilidad de obtener modos y frecuencias de vibrar de la estructura y la historia de efectos durante el movimiento de la estructura. Todos los resultados pueden ser apreciados en forma gráfica en pantalla, así como la idealización de la estructura.

A continuación se numeran los pasos de información o de introducción de datos para el programa SAP-86.

1. Definir un título para etiquetar al problema por analizar.
2. Definir la localización de cada nudo indicando las coordenadas X, Y y Z (en su caso).
3. Definir las incidencias de los elementos y el tipo de elemento a usar.
4. Definir las restricciones y los grados de libertad para cada nudo.
5. Definir las cargas, fuerzas ó presiones sobre los nudos o sobre los elementos.
6. Definir las masas y las aceleraciones de la estructura.
7. Definir los desplazamientos impuestos en los nudos.
8. Indicar las propiedades de cada elemento definido en el punto 3.
9. Definir las propiedades de los materiales a utilizarse en cada elemento.

Debido a la cantidad de información que requiere el programa y que proporciona en los resultados del análisis es conveniente ayudarse para la introducción de datos e interpretación de los resultados en procesadores que simplifiquen la entrada y salida de datos, para la entrada de datos el procesador utilizado es el Mtab-pre y para la salida de datos el Mtab-post.

En el análisis de los puentes sobre la Calz. I. Zaragoza el SAP-86 tuvo múltiples usos. Se aprovechó principalmente la capacidad del programa para obtener las propiedades dinámicas de la estructura que se utilizaron para los análisis por sismo. También se utilizó para obtener el estado de esfuerzos ante diferentes condiciones de carga en elementos cuya forma dificultaba una idealización que simplificara su análisis; como en el caso de las coronas o de los marcos con muros huecos.



#### 4.3.2 Modelo tridimensional de la zona atirantada del puente (para el programa SAP-96)

En forma general, el modelo tridimensional utilizado para el programa M-Strudl es el mismo que se utilizó para el programa SAP-86. Este programa también forma sus modelos por medio de barras rectas, pero además utiliza elementos placa, que en este caso se utilizaron para idealizar el sistema de piso (losa). Posiblemente al poder utilizar elementos placa en el tablero, el modelo creado para SAP-86 sea más cercano a la realidad.

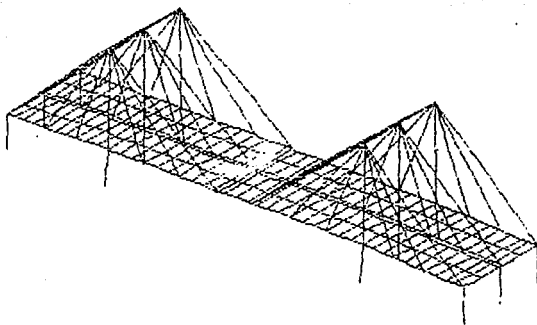
El modelo tiene exactamente la misma geometría y número de nudos que el utilizado para el programa M-Strudl.

El análisis de este modelo en el SAP-86 se utilizó principalmente para obtener las propiedades dinámicas de la estructura. En el inciso 4.6.4 se puede ver con detalle que tipo de información proporciona el análisis dinámico con SAP-86.

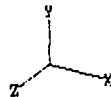
El programa obtiene los principales modos de vibrar de la estructura, así como la frecuencia o el período para cada modo. Tiene la ventaja de proporcionar por medio de la pantalla de la computadora la animación de cada modo de vibrar.

Además puede dibujar en la pantalla de la computadora las diferentes intensidades de deformaciones o de esfuerzos por medio de distintas tonalidades de colores, indicando que valor de esfuerzo o deformación corresponde a cada color.

H-STRUDL



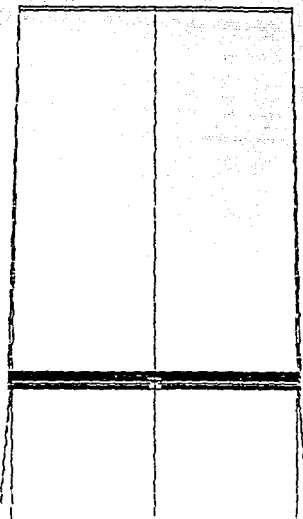
F1.VIEW  
F2.ZOOM  
F3.NODE(OH/OFF)  
F4.ELEM.(OH/OFF)  
F5.PRINT MODEL  
F6.SEL. ELEM., PLOT  
F7.NEW PLOT  
F10.QUIT



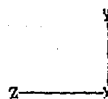
PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ (C VERTIC) I ROJO GOME

Fig. 4.24.1 ISOMETRICO DEL MODELO EN EL ESPACIO

M-STUDL



F1. UIEN  
F2. ZOOM  
F3. NODE (ON/OFF)  
F4. ELEM. (ON/OFF)  
F5. PRINT MODEL  
F6. SEL. ELEM., PLOT  
F7. MEM PLOT  
F8. QUIT

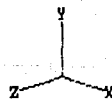
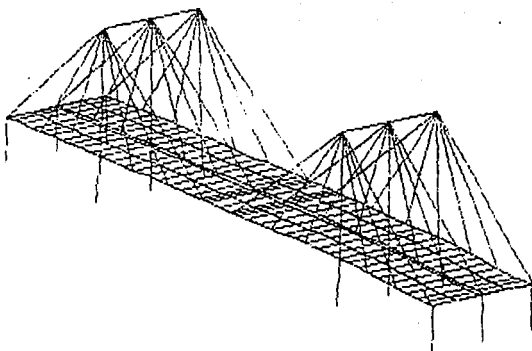


PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ (C VERTIC) I ROJO GOME

Fig. 4.2.4.2 VISTA FRONTAL DEL MARCO EN FORMA DE A.

M-STRUDL

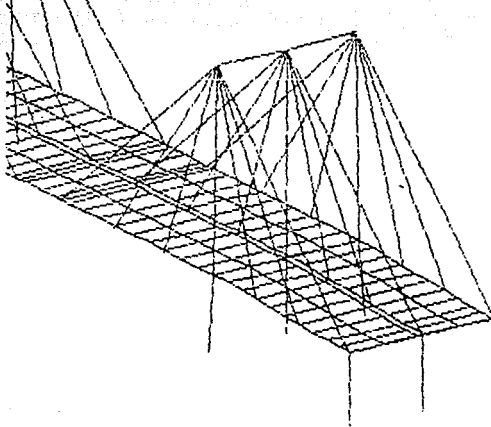
F1. VIEW  
F2. ZOOM  
F3. NODE (ON/OFF)  
F4. ELEM. (ON/OFF)  
F5. PRINT MODEL  
F6. SEL. ELEM., PLOT  
F7. MEM PLOT  
F10. QUIT



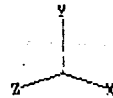
PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ (C VERTIC) [ ROJO GOME

Fig. 4.2.4.3 ISOMETRICO DEL MODELO EN EL ESPACIO

M-STRUDL



F1. VIEW  
 F2. ZOOM  
 F3. NODE (ON/OFF)  
 F4. ELEM. (ON/OFF)  
 F5. PRINT MODEL  
 F6. SEL. ELEM., PLOT  
 F7. NEW PLOT  
 F10. QUIT

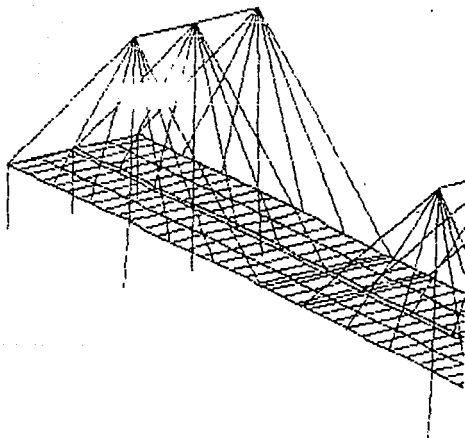


PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ (C VERTIC) I ROJO GOMEZ

Fig. 4.2.4.4 ACERCAMIENTO DEL MODELO ESPACIAL LADO SUR.

M-STRUDL

F1.VIEW  
 F2.ZOOM  
 F3.NODE(OH/OFF)  
 F4.ELEM.(OH/OFF)  
 F5.PRINT MODEL  
 F6.SEL. ELEM., PLOT  
 F7.NEM PLOT  
 F10.QUIT

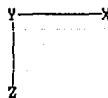
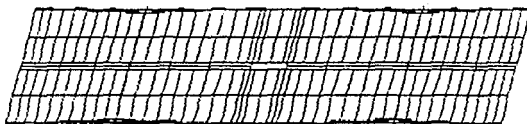


PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ (C VERTIC) I ROJO GOME

Fig.4.2.4.5 ACERCAMIENTO DEL MODELO ESPACIAL LADO NORTE.

W-SIRHDL

F1. VIEW  
F2. ZOOM  
F3. NODE (ON/OFF)  
F4. ELEM. (ON/OFF)  
F5. PRINT MODEL  
F6. SEL. ELEM., PLOT  
F7. NEW PLOT  
F10. QUIT

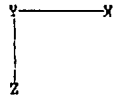
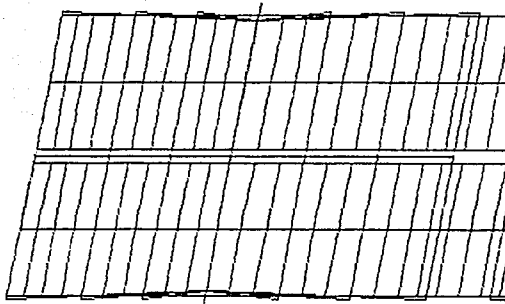


PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ (C VERTIC) I ROJO GOMEZ

Fig. 4.2.4.6 PLANTA DEL MODELO ESPACIAL.

M-STRUDL

F1. VIEW  
 F2. ZOOM  
 F3. NODE(OFF/ON)  
 F4. ELEM. (OFF/ON)  
 F5. PRINT MODEL  
 F6. SEL. ELEM., PLOT  
 F7. NEM PLOT  
 F18. QUIT



PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ (C VERTIC) I ROJO GOME

Fig. 4.2.4.7 ACERCAMIENTO DE LA PLANTA DEL MODELO ESPACIAL.



M-STRAJDL

66

38302328384843385335834176-81-38631-96-38706111388

366 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

399

36472227-323742-47525762-75-88-85-98-75-1001051111125-

337

363 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

362777747770777572883538283328685286278828232279-

36821263116414031563347479-4159347218481122429

361 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

333

359320254035404558556073-78-83-88-93-98-1030111231211

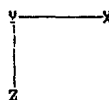
331

358 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

64

377419-24378439179195435672-77388792-38110210138212138-

F1. VIEW  
F2. ZOOM  
F3. MODE(ON/OFF)  
F4. ELEM. (ON/OFF)  
F5. PRINT MODEL  
F6. SEL. ELEM., PLOT  
F7. NEW PLOT  
F10. QUIT

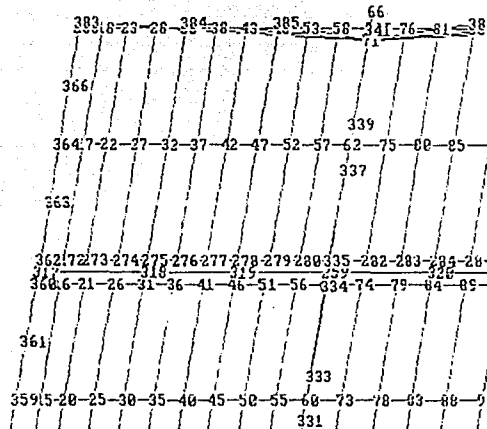


PUNTE VEHICULAR ROJO GOMEZ (C VERTIC) ( ROJO GOME

FIG.4.2.A.8. NUMERACION DE NODOS EN PLANTA. (ACERCAMIENTO)

H-STRAHDL

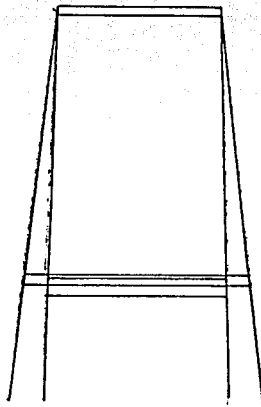
F1.VIEW  
 F2.ZOOM  
 F3.NODE(ON/OFF)  
 F4.ELEM.(ON/OFF)  
 F5.PRINT MODEL  
 F6.SEL. ELEM., PLOT  
 F7.NEW PLOT  
 F10.QUIT



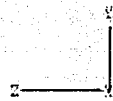
PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ (C UERTIC) I ROJO GOME

Fig. 4.2.4.9 NUMERACION DE NODOS EN PLANTA. ACERCAMIENTO.

NO-STEEL



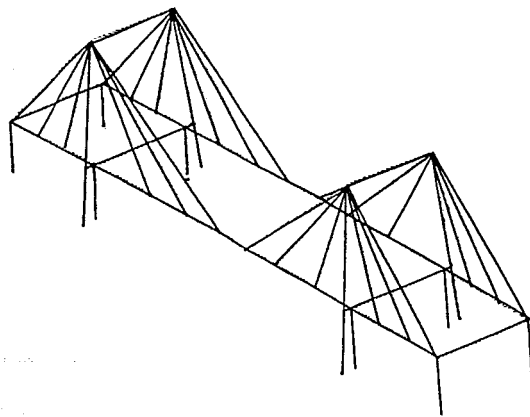
- F1. VIEW
- F2. ZOOM
- F3. NODE (ON/OFF)
- F4. ELEM. (ON/OFF)
- F5. PRINT MODEL
- F6. SEL. ELEM., PLOT
- F7. MEN PLOT
- F10. QUIT



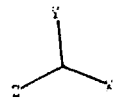
POJO GOMEZ MODELO EN EL ESPACIO

Fig .4.2.4.10 VISTA FRONTAL DEL MARCO EN "A" PRELIMINAR.

NO-STEEL



- F1. VIEW
- F2. ZOOM
- F3. NODE (ON/OFF)
- F4. ELEM. (ON/OFF)
- F5. PRINT MODEL
- F6. SEL. ELEM., PLOT
- F7. MEN PLOT
- F10. QUIT



POJO GOMEZ MODELO EN EL ESPACIO

Fig .4.2.4.11 ISOMETRICO DEL MODELO ESPACIAL PRELIMINAR

N-STREJL

F1.QUIT  
F2.ZOOM  
F3.NODE(OFF/ON)  
F4.ELEM.(ON/OFF)  
F5.PRINT MODEL  
F6.SEL. ELEM., PLOT  
F7.MEN PLOT  
F10.QUIT

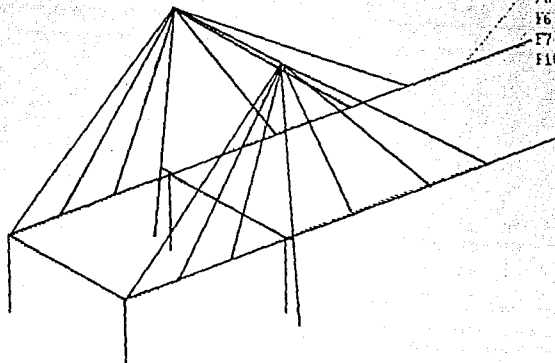


Fig. 4.2.4.12 ACERCAMIENTO DEL ISOMETRICO DEL MODELO ESPACIAL PRELIMINAR.  
POJO GOMEZ MODELO EN EL ESPACIO

N-STREJL

F1.QUIT  
F2.ZOOM  
F3.NODE(OFF/ON)  
F4.ELEM.(ON/OFF)  
F5.PRINT MODEL  
F6.SEL. ELEM., PLOT  
F7.MEN PLOT  
F10.QUIT

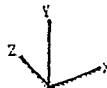
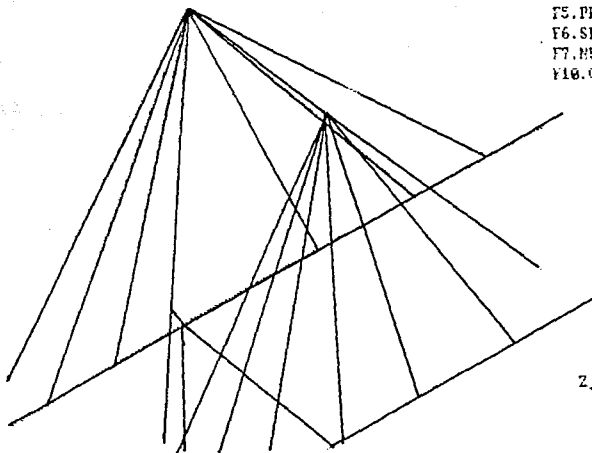
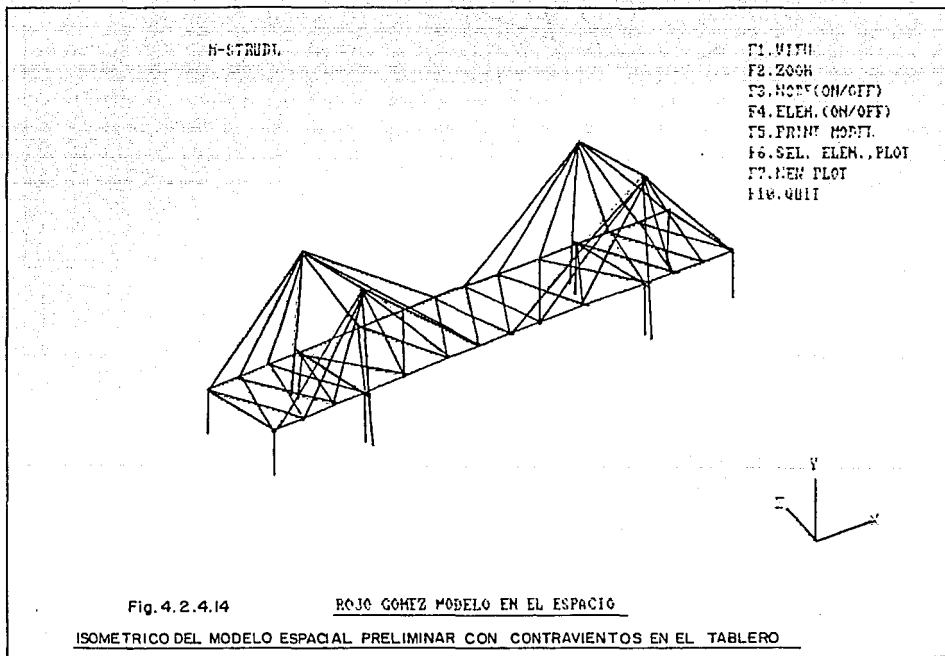


Fig. 4.2.4.13 ACERCAMIENTO DEL ISOMETRICO DEL MODELO ESPACIAL PRELIMINAR.  
POJO GOMEZ MODELO EN EL ESPACIO



M-STRUDL BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 2/7/92 12:47:40

Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

TITLE: PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "C VERTIC" (ROJOT) PAGE 1

```

*****
1 TYPE OF THE STRUCTURE : SPACE FRAME
1 RESTART STATUS : NONE GIVEN
1 DESIGNATED UNITS : MTONS METERS DEGREE
1 NO. OF JOINTS DEFINED : 399
1 NO. OF MEMBERS DEFINED : 648
1 NO. OF PLATE ELEMENTS DEFINED : 0
1 NO. OF DIFF. MATERIAL DEFINED : 3
1 NO. OF DIFF. SECTION PROPERTIES DEFINED: 23
1 NO. OF DIFF. TYPES OF SPRINGS DEFINED : 0
*****

```

\*\*\*\*\*  
1 LISTING OF THE INPUT FILE 1  
\*\*\*\*\*

```

1) TYPE SPACE FRAME
2) -----
3) #MODELO ESPACIAL DEL PUENTE ATILANTADO ROJO GOMEZ
4) -----
5) #TITLE "PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "C VERTIC" (ROJOT)
6) -----
7) # ANALISIS POR CARGAS VERTICALES
8) -----
9) UNIT MTONS MET
10) -----
11) #DEFINICION DE COORDENADA#
12) -----
13) -----
14) #ESTRUCTURA CON CABLES CENTRALES
15) -----
16) SAVE IN
17) JOINT COORDINATES
18) 1 0.0 1.7 15.4 S
19) 2 1.789 1.7 8.2 S
20) 3 5.279 1.7 0.0 S
21) 4 1.0 7.21 15.4
22) 5 1.027 7.21 12.5
23) 6 1.850 7.21 8.8
24) 7 4.252 7.21 2.9
25) 8 5.879 7.21 0.0
26) 9 6.075 7.21 15.4
27) 10 1.077 7.21 12.5
28) 11 1.400 7.21 8.8
29) 12 5.000 7.21 2.9
30) 13 6.075 7.21 0.0
31) 14 1.7 7.21 15.4
32) 15 1.027 7.21 12.5
33) 16 4.252 7.21 8.8

```

-----  
 M-STRAPEL BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 2/7/92 12:47:40  
 -----

Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

-----  
 LE: FUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "C VERTIC" (RQJQT) PAGE 2  
 -----

\*\*\*\*\*  
 LISTING OF THE INPUT FILE  
 \*\*\*\*\*

34)	17	5.922	7.38	3.9
35)	18	7.279	7.4	6.0
36)	19	3.41	7.34	16.4
37)	20	4.737	7.38	12.5
38)	21	6.063	7.39	8.5
39)	22	7.662	7.4	3.9
40)	23	8.989	7.42	0.0
41)	59	20.81	7.56	16.4
42)	60	21.937	7.56	12.5
43)	61	23.263	7.56	8.5
44)	62	24.862	7.55	3.9
45)	63	26.189	7.55	0.0
46)	19	TO 59	BY 5	
47)	20	TO 60	BY 5	
48)	21	TO 61	BY 5	
49)	22	TO 62	BY 5	
50)	23	TO 63	BY 5	
51)	64	20.404	1.35	17.006 S
52)	65	23.399	1.35	3.2 S
53)	66	26.395	1.36	-0.506 E
54)	67	23.28	7.55	5.81
55)	68	23.8	7.55	7.78
56)	69	20.74	23.595	16.017
57)	70	23.399	23.595	6.2
58)	71	26.359	23.595	7.053
59)	72	27.11	7.56	16.4
60)	73	24.407	7.585	12.5
61)	74	25.763	7.61	3.6
62)	75	27.262	7.635	3.9
63)	76	28.689	7.65	0.0
64)	107	40.61	7.65	16.4
65)	108	41.937	7.64	12.5
66)	109	43.263	7.64	3.6
67)	110	44.862	7.64	3.9
68)	111	46.189	7.64	0.0
69)	72	TO 107	BY 5	
70)	73	TO 108	BY 5	
71)	74	TO 109	BY 5	
72)	75	TO 110	BY 5	
73)	76	TO 111	BY 5	
74)	112	40.61	7.64	16.4
75)	113	41.937	7.64	12.5
76)	114	43.263	7.64	3.6
77)	115	44.862	7.64	3.9
78)	116	46.189	7.64	0.0
79)	117	40.61	7.64	16.4
80)	118	41.937	7.64	12.5
81)	119	43.263	7.64	3.6

M-STRAPEL BY CAST / REV. 2.51 GER : 979 TIME : 2/7/92 12:47:40

Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

TITLE: PUNTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "C VERTIC" (ROJGT) PAGE 3

## \* LISTING OF THE INPUT FILE \*

```
*****
* LISTING OF THE INPUT FILE *
*****
82) 120 47.862 7.64 3.9
83) 121 49.189 7.64 0.0
84) 122 44.81 7.64 16.4
85) 123 45.937 7.64 12.5
86) 124 47.263 7.64 8.6
87) 125 48.862 7.64 3.9
88) 126 50.189 7.64 0.0
89) 127 46.965 7.64 16.4
90) 128 48.292 7.64 12.5
91) 129 49.618 7.66 8.6
92) 130 51.217 7.66 3.9
93) 131 52.544 7.66 0.0
94) 132 49.32 7.66 16.4
95) 133 50.647 7.66 12.5
96) 134 51.975 7.66 8.6
97) 135 53.572 7.66 3.9
98) 136 54.899 7.66 0.0
99) 137 50.32 7.66 16.4
100) 138 51.647 7.66 12.5
101) 139 52.975 7.67 8.6
102) 140 54.872 7.67 3.9
103) 141 55.899 7.67 0.0
104) 142 51.32 7.67 16.4
105) 143 52.647 7.67 12.5
106) 144 53.975 7.67 8.6
107) 145 55.572 7.67 3.9
108) 146 56.899 7.67 0.0
109) 147 52.32 7.67 16.4
110) 148 54.647 7.67 12.5
111) 149 55.975 7.68 8.6
112) 150 57.672 7.68 3.9
113) 151 58.999 7.68 0.0
114) 152 50.32 7.72 16.4
115) 153 51.647 7.72 12.5
116) 154 52.975 7.72 8.6
117) 155 54.872 7.72 3.9
118) 156 56.899 7.72 0.0
119) 157 57.672 7.72 16.4
120) 158 58.999 7.72 12.5
121) 159 59.32 7.72 8.6
122) 160 60.647 7.72 3.9
123) 161 61.975 7.72 0.0
124) 162 62.32 7.72 16.4
125) 163 63.647 7.72 12.5
126) 164 64.975 7.72 8.6
127) 165 65.32 7.72 3.9
128) 166 66.647 7.72 0.0
129) 167 67.975 7.72 16.4

```



M-STUDL BY CAST / REV. 0.51 SER ; 979 TIME : 2/7/92 12:47:40

Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V.

TITLE: PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "C VERTIC" (ROJOT) PAGE 4

\*\*\*\*\*  
\* LISTING OF THE INPUT FILE \*

```

*****
* LISTING OF THE INPUT FILE *
*****
1001 198 78.109 23.73 8.2
1311 199 78.769 23.735 8.383
1321 235 90.52 6.98 18.4
1331 236 91.847 6.975 12.5
1341 237 93.173 6.97 8.6
1351 238 94.772 6.975 3.9
1361 239 96.099 6.96 0.0
1371 200 75.47 7.7 18.4
1381 201 76.797 7.7 12.5
1391 202 78.123 7.7 8.6
1401 203 79.722 7.7 3.9
1411 204 81.049 7.7 0.0
1421 200 TO 235 BY 5
1431 201 TO 236 BY 5
1441 202 TO 237 BY 5
1451 203 TO 238 BY 5
1461 204 TO 239 BY 5
1471 240 90.12 6.99 18.4
1481 241 93.657 6.98 12.5
1491 242 94.883 6.98 8.6
1501 243 95.482 6.99 3.9
1511 244 97.309 6.97 0.0
1521 245 98.18 6.96 18.4
1531 246 94.507 6.97 12.5
1541 247 95.332 6.97 8.6
1551 248 97.432 6.97 3.9
1561 249 98.759 6.96 0.0
1571 250 93.99 6.96 18.4
1581 251 95.257 6.96 12.5
1591 252 96.583 6.96 8.6
1601 253 98.182 6.96 3.9
1611 254 99.509 6.96 0.0
1621 255 90.97 1.12 18.4
1631 256 92.719 1.12 8.6
1641 257 94.509 1.12 0.0
1651 258 90.97 7.55 18.4
1661 259 92.719 7.55 8.6
1671 260 96.187 7.55 0.0
1681 261 93.02 7.71 18.4
1691 262 94.009 7.71 8.6
1701 263 98.339 7.71 0.0
1711 264 8.0 7.7 18.4
1721 265 8.789 7.7 12.5
1731 266 9.579 7.7 8.6
1741 267 10.37 7.75 18.4
1751 268 11.16 7.75 8.6
1761 269 11.95 7.75 0.0
1771 270 12.74 7.75 0.0

```

Y-STRUHL BY CAST REV. 10.251 SER : 979 TIME : 2/7/92 12:47:40

NOMBRE DE LA COMPAÑIA: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

TITLE: PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "C VERTIC" (R0J00) PAGE 5

\*\*\*\*\*  
 \* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
 \*\*\*\*\*

178)	271	5.675	7.75	7.6
179)	272	4.625	7.38	7.6
180)	273	5.335	7.38	7.6
181)	281	23.535	7.58	7.6
182)	273	TO 281		
183)	282	26.035	7.61	7.6
184)	289	42.535	7.64	7.6
185)	282	TO 299		
186)	290	45.235	7.64	7.6
187)	291	46.535	7.64	7.6
188)	292	47.535	7.64	7.6
189)	293	49.89	7.68	7.6
190)	294	52.245	7.68	7.6
191)	295	53.245	7.67	7.6
192)	295	54.245	7.67	7.6
193)	297	56.245	7.68	7.6
194)	305	76.245	7.72	7.6
195)	297	TO 305		
196)	306	78.46	7.7	7.6
197)	313	93.445	8.97	7.6
198)	306	TO 313		
199)	314	95.155	8.98	7.6
200)	315	96.105	8.97	7.6
201)	315	96.255	8.98	7.6
202)	317	1.735	7.74	8.2
203)	318	16.499	7.40	8.2
204)	319	16.949	7.51	8.2
205)	320	30.899	7.5	8.2
206)	321	33.299	7.62	8.2
207)	322	46.399	7.64	8.2
208)	323	53.109	7.67	8.2
209)	324	61.109	7.68	8.2
210)	325	68.609	7.7	8.2
211)	326	82.659	7.72	8.2
212)	327	89.309	7.71	8.2
213)	328	96.719	8.78	8.2
214)	329	11.83	7.88	10.114
215)	330	21.394	7.85	10.114
216)	331	21.394	7.85	10.114
217)	332	22.219	7.85	10.114
218)	333	22.219	7.83	10.114
219)	334	22.228	7.83	8.2
220)	335	22.8	7.84	7.78
221)	336	24.578	7.85	8.771
222)	337	24.578	7.8	4.771
223)	338	25.104	7.85	7.158
224)	339	25.104	7.84	7.158
225)	340	26.2	7.8	7.158

\*\*\*\*\*  
 M-STRAUDL BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 2/7/92 12:47:40  
 \*\*\*\*\*

Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

TITLE: PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "C VERTIC" (ROJOT) PAGE 6  
 \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*  
 \* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
 \*\*\*\*\*

225)	341	26.2	7.55	0.01
227)	342	73.31	7.71	16.27
228)	343	73.31	7.72	16.37
229)	344	74.404	7.71	13.214
230)	345	74.404	7.72	13.214
231)	346	74.929	7.71	11.569
232)	347	74.929	7.72	11.569
233)	348	75.98	7.72	8.61
234)	349	76.240	7.72	7.79
235)	350	77.239	7.71	4.731
236)	351	77.289	7.72	4.731
237)	352	77.814	7.71	3.186
238)	353	77.814	7.72	3.186
239)	354	78.91	7.71	0.01
240)	355	78.91	7.72	0.01
241)	356	20.63	7.55	16.38
242)	357	0.564	7.3	14.45
243)	358	0.564	7.31	14.45
244)	359	1.227	7.3	12.5
245)	360	2.653	7.3	8.6
246)	361	1.991	7.31	10.55
247)	362	1.925	7.3	7.6
248)	363	1.539	7.31	5.85
249)	364	4.252	7.3	3.7
250)	365	4.916	7.3	1.95
251)	366	4.916	7.31	1.95
252)	367	34.374	6.95	14.45
253)	368	34.374	6.95	14.45
254)	369	35.257	6.95	12.5
255)	370	35.257	6.95	3.6
256)	371	35.921	6.95	10.55
257)	372	35.925	6.95	7.1
258)	373	37.519	6.95	5.15
259)	374	38.182	6.95	1.9
260)	375	38.346	6.95	1.95
261)	376	38.346	6.95	1.95
262)	377	3.9	7.74	16.6
263)	378	7.71	7.43	16.6
264)	379	14.14	7.51	16.6
265)	380	28.11	7.6	16.6
266)	381	28.11	7.62	16.6
267)	382	40.51	7.64	16.6
268)	383	50.78	7.74	-0.2
269)	384	10.288	7.47	-0.2
270)	385	14.778	7.51	-0.2
271)	386	20.633	7.6	-0.2
272)	387	30.133	7.62	-0.2
273)	388	40.133	7.64	-0.2

Nombre de la compania: COLINAS DE SUEÑO S.A. DE C.V.

TITLE: FUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "C VERTIC" (R3031) PAGE 7

\*\*\*\*\*  
 \* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
 \*\*\*\*\*

274)	389	50.32	7.67	18.8
275)	390	55.32	7.68	18.8
276)	391	65.32	7.7	18.8
277)	392	75.77	7.72	18.8
278)	393	86.22	7.21	18.8
279)	394	93.93	6.96	18.8
280)	395	55.898	7.67	-0.2
281)	396	63.899	7.68	-0.2
282)	397	71.398	7.7	-0.2
283)	398	85.748	7.72	-0.2
284)	399	91.799	7.21	-0.2
285)	400	99.508	6.96	-0.2

286) \*-----  
 287) #DEFINICION DE LAS INCIDENCIAS DE LOS ELEMENTOS  
 288) \*-----

289) MEMBER INCIDENCE

290)	1	13	13
291)	1	70	11
292)	12	53	76
293)	13	76	31
294)	13	70	35
295)	76	191	204
296)	77	204	209
297)	77	70	46
298)	77	1	9
299)	47	70	57
300)	58	59	72
301)	59	72	77
302)	59	70	81
303)	82	187	200
304)	87	200	205
305)	87	70	92
306)	97	1	19
307)	97	70	103
308)	104	60	77
309)	105	77	78
310)	105	70	107
311)	108	188	201
312)	109	201	206
313)	109	70	108
314)	107	1	11
315)	107	70	149
316)	157	67	74
317)	158	74	75
318)	158	70	177
319)	174	189	210
320)	175	210	217
321)	175	70	181

Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V.

TITLE: PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "C VERTIC" (ROJO) PAGE 8

\*\*\*\*\*  
 \* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
 \*\*\*\*\*

323) 185 7 12  
 323) 185 TO 195 1 BY 5 J BY 5  
 324) 196 62 75  
 325) 197 75 80  
 325) 197 TO 219 1 BY 5 J BY 5  
 327) 220 190 203  
 328) 221 203 208  
 329) 221 TO 230 1 BY 5 J BY 5  
 330) 232 14 15  
 331) 232 TO 240 1 BY 5 J BY 5  
 332) 241 59 329  
 333) 242 72 73  
 334) 242 TO 264 1 BY 5 J BY 5  
 335) 265 157 343  
 336) 266 200 201  
 337) 266 TO 274 1 BY 5 J BY 5  
 337) 275 15 16  
 337) 277 TO 285 1 BY 5 J BY 5  
 340) 286 60 333  
 341) 287 73 74  
 342) 287 TO 309 1 BY 5 J BY 5  
 343) 310 158 347  
 344) 311 201 202  
 345) 311 TO 319 1 BY 5 J BY 5  
 346) 322 272 17  
 347) 322 TO 330 1 BY 1 J BY 5  
 348) 331 191 225  
 349) 332 282 75  
 350) 332 TO 354 1 BY 1 J BY 5  
 351) 355 202 349  
 352) 356 206 203  
 353) 356 TO 364 1 BY 1 J BY 5  
 354) 367 17 19  
 355) 367 TO 375 1 BY 5 J BY 5  
 356) 376 62 339  
 357) 377 75 76  
 358) 377 TO 399 1 BY 5 J BY 5  
 359) 400 190 207  
 360) 401 202 204  
 361) 401 TO 409 1 BY 5 J BY 5  
 362) 411 4 208  
 363) 415 250 268  
 364) 416 5 269  
 365) 420 251 271  
 366) 421 271 282  
 367) 422 246 277  
 368) 423 7 288  
 369) 423 287 276

Honors de la companyia: COLINAS DE BUEN S.A. SE. C.V.

\*\*\*\*\*  
\* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
\*\*\*\*\*

3700	411	1	264
3711	412	2	265
3721	413	3	266
3731	414	255	267
3741	415	256	268
3751	416	257	269
3761	417	64	258
3771	418	65	259
3781	419	66	260
3791	420	258	67
3811	421	150	71
3811	422	67	259
3821	423	259	68
3831	424	68	70
3841	425	70	71
3851	426	192	261
3861	427	192	262
3871	428	194	262
3881	429	261	157
3891	430	261	199
3901	431	199	262
3911	432	262	199
3921	433	197	198
3931	434	198	199
3941	435	197	95
3951	436	199	95
3961	437	198	95
3971	438	198	95
3981	439	199	95
3991	440	198	95
4001	441	198	71
4011	442	199	71
4021	443	199	71
4031	444	198	71
4041	445	197	71
4051	446	198	71
4061	447	199	157
4071	448	198	157
4081	449	198	197
4091	450	199	157
4101	451	197	157
4111	452	198	197
4121	453	199	198
4131	454	196	198
4141	455	197	157
4151	456	198	198
4161	457	199	198
4171	458	198	198
4181	459	199	198
4191	460	197	198
4201	461	199	198

-----STRAUDL BY CAST / REV. : 1.51 SER : 979 TIME : 2/7/82 12:47:40-----

Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

TITLE: PUENTE VEHICULAR SOJO GOMEZ "C VERTIC" (RGJOT) PAGE 10

#####  
 \* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
 #####

418)	457	258	356
419)	456	52	358
420)	461	356	329
421)	462	57	334
422)	463	340	341
423)	464	261	342
424)	465	195	350
425)	466	342	343
426)	467	195	346
427)	468	354	355
428)	469	254	357
429)	470	265	362
430)	471	267	367
431)	472	268	372
432)	473	264	4
433)	474	360	6
434)	475	266	9
435)	476	267	250
436)	477	270	252
437)	478	267	254
438)	479	270	271
439)	479	70	524
440)	505	70	70
441)	506	318	70
442)	507	319	70
443)	508	70	70
444)	509	70	70
445)	500	70	70
446)	511	320	198
447)	502	324	198
448)	503	325	198
449)	504	326	198
450)	505	327	198
451)	506	328	198
452)	507	329	70
453)	508	330	198
454)	509	15	335
455)	540	198	344
456)	541	70	351
457)	542	70	352
458)	543	70	357
459)	544	338	339
460)	545	341	345
461)	546	348	347
462)	547	70	351
463)	548	70	352
464)	549	70	3
465)	55	70	371

Nombre de la empresa: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

\*\*\*\*\*  
A LISTING OF THE INPUT FILE  
\*\*\*\*\*

464)	551	364	7
467)	552	365	251
468)	553	372	316
469)	554	374	253
470)	555	329	331
471)	556	331	60
472)	557	333	334
473)	558	334	61
474)	559	338	337
475)	560	337	62
476)	561	339	341
477)	562	341	63
478)	563	343	345
479)	564	345	188
480)	565	347	348
481)	566	348	189
482)	567	349	351
483)	568	351	190
484)	569	353	355
485)	570	355	191
486)	571	359	6
487)	572	361	6
488)	573	363	7
489)	574	368	8
490)	575	368	251
491)	576	371	252
492)	577	373	253
493)	578	375	254
494)	579	3	257
495)	580	31	218
496)	581	46	219
497)	582	34	221
498)	583	36	221
499)	584	3	222
500)	585	39	223
501)	586	169	224
502)	587	174	225
503)	588	210	226
504)	589	211	227
505)	590	222	228
506)	591	217	229
507)	592	218	230
508)	593	219	231
509)	594	221	234
510)	595	221	237
511)	596	222	231
512)	597	223	238
513)	598	224	239



=====  
 M-STRUDL BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 2/7/92 12:47:40  
 =====

 Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V  
 =====

 TITLE: PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "C VERTIC" (ROJOT) PAGE 12  
 =====

 \*\*\*\*\*  
 \* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
 \*\*\*\*\*

514)	599	325	302
515)	500	326	308
516)	501	327	311
517)	502	328	316
518)	503	356	330
519)	504	330	322
520)	505	322	67
521)	505	336	338
522)	507	338	340
523)	508	340	260
524)	509	342	344
525)	510	344	346
526)	511	346	195
527)	512	350	352
528)	513	352	354
529)	514	354	263
530)	515	357	359
531)	516	359	350
532)	517	360	285
533)	518	362	364
534)	519	364	365
535)	520	365	286
536)	521	367	367
537)	522	369	370
538)	523	370	288
539)	524	372	374
540)	525	374	375
541)	526	375	289
542)	527	4	377
543)	528	29	378
544)	529	44	379
545)	530	50	390
546)	531	97	381
547)	532	117	382
548)	533	3	383
549)	534	70	384
550)	535	46	385
551)	536	3	386
552)	537	101	387
553)	538	121	388
554)	539	107	389
555)	540	157	390
556)	541	172	391
557)	542	216	392
558)	543	225	393
559)	544	257	394
560)	545	141	395
561)	546	13	396

```

=====
*STRAUD BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 2/7/92 12:47:40
*
* Nombre de la coqueria: COLINCA DE BUEN S.A. DE C.V
*
* TITLE: PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "D VERTIC" (ROJOT) PAGE 13
=====

```

```

*****
* LISTING OF THE INPUT FILE *
*****

```

```

562) 547 175 397
563) 548 214 398
564) 549 225 399
565) 550 254 400

```

```

-----
566) $
567) $ORAGOS DE LIBERTAD DE LOS ELEMENTOS
568) $

```

```

569) MEMBER RELEASE

```

```

570) 231 TO 275 321 TO 365 STA MOM X MOM Y MOM Z
571) 276 TO 320 366 TO 410 END MOM X MOM Y MOM Z
572) 22 65 114 150 206 590 END MOM I FOR X
573) 25 71 117 163 209 503 STA MOM I
574) 451 462 463 466 467 468 509 590 STA FOR Y FOR Z MOM X MOM Y MOM Z
575) 473 TO 478 503 503 STA FOR Y FOR Z MOM X MOM Y MOM Z
576) 541 TO 548 STA FOR X FOR Y MOM X MOM Y MOM Z
577) 549 551 552 554 STA FOR X MOM Y MOM Y MOM Z
578) BET -18 411 TO 421 426 TO 450 507 505

```

```

-----
579) $
580) $PROPIEDADES DE LOS MATERIALES
581) $

```

```

582) MATERIAL PROPERTY

```

```

583) CONC E 2.37E6 DEN 0.2445
584) ACERO E 2.10E7 DEN 0.3152
585) VABA E 1.1E9 DEN 1.00001
586) CONC ES TO 135 155 TO 230 411 TO 434 455 460 464 485 489 470 471 472
587) CONC 537 538 600 TO 525
588) ACER 452 467 474 477 541 TO 578 579 TO 592
589) ACER : TO 92 101 TO 410 435 TO 455 461 463 466 468 473
590) ACER 179 TO 184 475 476 478 479 TO 535 539 540 629 TO 650

```

```

-----
591) $
592) $PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS
593) $

```

```

594) MEMBER PROPERTY

```

```

595) TEND AX 0.0267 AY 0.0309 AZ 0.0309 IX 0.000015 IY 0.000005 IZ 0.000599
596) TEND AX 0.0267 AY 0.0223 AZ 0.0223 IX 0.000004 IY 0.000070 IZ 0.000421
597) TRIMX AX 0.0275 AY 0.0225 AZ 0.0225 IX 0.000007 IY 0.000148 IZ 0.000362
598) TRIMX AX 0.0254 AY 0.0195 AZ 0.0195 IX 0.000000 IY 0.000113 IZ 0.000522
599) DREL AX 0.0010 AY 0.0000 AZ 0.0000 IX 0.000000 IY 0.000001 IZ 0.000001
600) DREL AX 0.0010 AY 0.0000 AZ 0.0000 IX 0.000001 IY 0.000001 IZ 0.000001

```

```

=====

```

M-STRAUD BY CABT / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 2/7/92 12:47:40

Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

TITLE: PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "D VERTIC" (ROJDT) PAGE 14

\*\*\*\*\*  
 \* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
 \*\*\*\*\*

6011 CABT AX 0.0040 AY 0.00001 AZ 0.00001 IX 0.0000001 IY 0.00001 IZ 0.000001  
 6021 CABT AX 0.0025 AY 0.00001 AZ 0.00001 IX 0.0000001 IY 0.00001 IZ 0.000001  
 6031 CABT AX 0.0045 AY 0.00001 AZ 0.00001 IX 0.0000001 IY 0.00001 IZ 0.000001  
 6041 LOSA AX 1.100 AY 0.9250 AZ 0.9250 IX 0.0079 IY 2.00 IZ 0.002  
 6051 FIFSI AX 0.0430 AY 0.0360 AZ 0.0360 IX 0.00025 IY 0.00018 IZ 0.0022  
 6061 FIFSE AX 0.0424 AY 0.0355 AZ 0.0355 IX 0.00025 IY 0.00018 IZ 0.0015  
 6071 FIFDI AX 0.0454 AY 0.0378 AZ 0.0378 IX 0.00027 IY 0.00024 IZ 0.00255  
 6081 FIFDO AX 0.0908 AY 0.0756 AZ 0.0756 IX 0.00054 IY 0.00055 IZ 0.00510  
 6091 FIFDE AX 0.0447 AY 0.0375 AZ 0.0375 IX 0.00025 IY 0.00024 IZ 0.0023  
 6101 VIGAP AX 1.1 AY 1.0 AZ 1.0 IX 0.2922 IY 0.144 IZ 0.1  
 6111 COL1 AX 2.10 AY 2.0 AZ 2.0 IX 0.4000 IY 0.9488 IZ 0.3393  
 6121 COL2 AX 1.32 AY 1.1 AZ 1.1 IX 0.2691 IY 0.1331 IZ 0.1584  
 6131 BARR1 AX 0.030 AY 0.0000001 AZ 0.0000001 IX 0.000001 IY 0.000001 IZ 0.000001  
 6141 BARR2 AX 0.000001 AY 0.00300 AZ 0.00300 IX 0.000001 IY 0.000001 IZ 0.000001  
 6151 COLD AX 0.70 AY 0.59 AZ 0.59 IX 0.07805 IY 0.01951 IZ 0.0835  
 6161 VIGEA AX 1.04 AY 0.633 AZ 0.633 IY 0.000005 IY 0.0015 IZ 0.00367  
 6171 VIGFE AX 1.06 AY 0.68 AZ 0.68 IX 0.2184 IY 0.177 IZ 0.177  
 618: TRX1 1 TO 15 TO 31 79 TO 78  
 619: TRX2 15 TO 32 52 TO 78  
 620: TRX3 139 TO 153 171 TO 184 479 TO 493 510 TO 524  
 621: TRX4 154 TO 170 484 TO 509  
 622: CABLE1 526 TO 529 532 TO 535  
 623: CABLE2 436 TO 439 442 TO 445 448 TO 451 454 TO 457  
 624: CABLE3 530 531  
 625: CABLE4 475 440 441 446 447 452 453 458  
 626: CABLE5 525 526  
 627: BARR3 461 462 465 466 467 468 539 540 473 TO 478 550 555  
 628: BARR4 541 TO 549 551 552 554  
 629: LOSA 93 TO 138 165 TO 230  
 630: VIGAP 424 425 459 465 464 465 433 434 467 470 471 472  
 631: VIGAP 422 423 431 432 493 TO 426  
 632: COL1 417 418 419 426 427 428 411 412 413 414 415 416  
 633: COL2 420 421 429 430  
 634: COL3EN 537 538

Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V

TITLE: PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ "C VERTIC" (ROJO) PAGE 15

\*\*\*\*\*  
 \* LISTING OF THE INPUT FILE \*  
 \*\*\*\*\*

635) PIPSE 270 TO 274 276 277 279 TO 283 285 286 288 289 290 292 TO 294  
 636) PIPSE 296 297 298 299 301 303 TO 307 309 270 272 273 274  
 637) PIPSE 311 313 315 316 317 319 321 323 325 326 328 329 331  
 638) PIPSI 333 TO 337 339 341 343 345 TO 349 351 353 354 355 356 TO 359  
 639) PIPSI 361 362 363 365 366 368 TO 372 374 375 377 378 379  
 640) PIPSI 376 280 283 289 292 296 300 304 307 313 316 320  
 641) PIPSI 322 TO 324 326 327 329 TO 333 335 338 339 339 340 341 TO 344  
 642) PIPSI 346 347 348 350 351 353 TO 357 359 360 362 363 364  
 643) PIPSI 321 325 328 334 337 341 345 349 352 358 361 365  
 644) PIPSE 337 TO 339 371 372 374 TO 378 380 381 383 384 385 386 TO 389  
 645) PIPSE 391 392 393 395 396 398 TO 402 404 405 407 408 409  
 646) PIPSE 366 370 373 379 382 386 389 394 397 403 406 410  
 647) PIPSE 355 358 359 362 363 366 367 370 372 374 376 378  
 648) PIPSE 356 357 360 361 364 365 368 369 371 373 375 377  
 649) PIPSO 241 265 286 310 331 355 375 400 355 TO 370  
 650) VISCA 379 TO 402 427 TO 450  
 651) VISUFE 414 425 430 434  
 652) \$-----

653) \*ANALISIS DE RIGIDEZES

654) \$-----  
 655) STIFFNESS ANALYSIS

656) \$-----  
 657) \*DEFINICION DE CARGAS A ANALIZARSE

658) \$-----  
 659) LOAD HORIZ.

660) MEMBER LOAD

661) 1 TO 30 179 TO 184 479 TO 524 FOR I UNIF W 1.0205

662) \*LOAD MUERTA

663) \*MEMBER LOAD

664) 193 TO 198 185 TO 230 FOR I UNIF W -5.5

665) \*LOAD CONC:

666) \*MEMBER LOAD

667) \*234 277 328 367 FOR Y CONC P -7.26 L 3.0

668) \*234 277 328 369 FOR Y CONC P -7.26 L 3.0

669) \*234 277 328 367 FOR Y CONC P -7.26 L 1.15

670) \*234 277 328 369 FOR Y CONC P -7.26 L 1.15

671) \*234 281 328 371 FOR Y CONC P -1.62 L 1.15

672) \*234 281 328 371 FOR Y CONC P -1.62 L 3.0

673) \*LOAD CONC:

674) \*MEMBER LOAD

675) \*247 277 328 367 FOR Y CONC P -7.26 L 3.0

676) \*247 277 328 369 FOR Y CONC P -7.26 L 3.0

677) \*247 277 328 367 FOR Y CONC P -7.26 L 1.15

678) \*247 277 328 369 FOR Y CONC P -7.26 L 1.15

\*\*\*\*\*

Nombre de la compania: COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V.

TITLE: PUENTE VEHICULAR ROJO GOMEZ 'C VERTIC' (ROJO) PAGE 16

\*\*\*\*\*  
\* LISTING OF THE INPUT FILE \*

679) #251 295 341 386 FOR Y CONC P -1.82 L 1.15

680) #251 296 341 386 FOR Y CONC P -1.82 L 3.0

681) #LOAD CON3

682) #MEMBER LOAD

683) #232 277 337 382 FOR Y CONC P -7.26 L 3.0

684) #234 279 339 384 FOR Y CONC P -7.26 L 3.0

685) #235 279 337 382 FOR Y CONC P -7.26 L 1.15

686) #235 280 339 384 FOR Y CONC P -7.26 L 1.15

687) #236 251 341 386 FOR Y CONC P -1.82 L 1.15

688) #236 281 341 386 FOR Y CONC P -1.82 L 3.0

689) #LOAD CON4

690) #MEMBER LOAD

691) #247 292 347 392 FOR Y CONC P -7.26 L 3.0

692) #249 294 349 394 FOR Y CONC P -7.26 L 3.0

693) #247 292 347 392 FOR Y CONC P -7.26 L 1.15

694) #249 294 349 394 FOR Y CONC P -7.26 L 1.15

695) #251 296 349 390 FOR Y CONC P -1.82 L 1.15

696) #251 296 349 390 FOR Y CONC P -1.82 L 3.0

697) #LOAD CON5

698) #MEMBER LOAD

699) #252 297 349 397 FOR Y CONC P -7.26 L 3.0

700) #254 299 344 389 FOR Y CONC P -7.26 L 3.0

701) #202 297 349 387 FOR Y CONC P -7.26 L 1.15

702) #254 299 344 389 FOR Y CONC P -7.26 L 1.15

703) #257 302 347 392 FOR Y CONC P -1.82 L 1.15

704) #257 302 347 392 FOR Y CONC P -1.82 L 3.0

705) #SELECT LOAD CON3 CON4 CON5 CON6 CON7 CON8 CON9

706) #REPORT DEVICE A

707) #LIST MEMBER FORCE ENVELOPE

708) #PRINT INPUT

709) #LIST DISPLACEMENT

710) #SELECT LOAD MUERTA

711) #REPORT DEVICE A

712) #LIST ALL

713) #SELECT LOAD VERTIC.

714) #REPORT DEVICE A

715) #LIST ALL

716) #FINISH

#### 4.3.3 Usos del programa SAP-86 en el análisis de los puentes atirantados

Además de haber usado el SAP-86 para obtener las propiedades dinámicas de los puentes, también se utilizó para el análisis de elementos complejos que presentaban dificultades para analizarse por algún procedimiento simplificado. También para optimizar el diseño de esos elementos era conveniente conocer la distribución de esfuerzos en el mismo. A continuación describiremos el uso del programa SAP-86 en el análisis de las coronas de los apoyos en forma de A.

##### a) Análisis de las coronas

Las coronas son los elementos de acero formados por placas que conectan a los cables con los mástiles. Debido a los requerimientos de espacio para alojar a los anclajes en su interior las coronas tienen una forma irregular que dificulta su diseño. Se pueden realizar muchos tipos de simplificaciones de la corona para su análisis, dividiéndola en figuras geométricas regulares, pero la distribución de esfuerzos obtenida puede representar que se diseñe para una condición que se podría optimizar.

Conociendo en forma más cercana la distribución real de esfuerzos en las coronas, además de que se puede optimizar su diseño, se puede visualizar qué detalles deben enfatizarse en el control de calidad durante la fabricación de las coronas.

Debido a estos motivos se justificó modelar y analizar a las coronas por medio del método del elemento finito utilizando el programa SAP-86. Se utilizaron elementos placa para idealizar a las placas de acero que forman a las coronas.

Se describirá en el capítulo de diseño, en el inciso de "Conexión de cables a extremo superior de la columna (corona)", la forma como se modeló a las coronas para su análisis y diseño, así como el análisis realizado por medio del programa SAP-86.

##### b) Análisis de los marcos en forma de A

Los marcos en forma de A son los apoyos de concreto más importantes de la estructura, ya que de ellos se sujetan los cables que suspenden a la estructura. Estos marcos de concreto reforzado están sometidos a solicitaciones grandes en el sentido transversal y longitudinal del puente, ya que soportan efectos de los cables como es el desequilibrio de tensiones por carga viva o efectos de sismo en el sentido transversal.

Ante la obligación de aligerar lo más posible la estructura y las marcas de concreto se tenía que optimizar su diseño. Para hacer esto se realizaron análisis localizando las zonas de esfuerzos menores y donde existen las mayores concentraciones.

Por lo anterior se decidió analizar también los marcos principales utilizando el método del elemento finito por medio del programa SAP-86. Se utilizaron elementos placa para idealizar a los muros y elementos cubo para idealizar a las columnas del marco.

En el capítulo de diseño, en el inciso de "Apoyos Principales" se indican los criterios de análisis y diseño utilizados, así como los resultados del análisis del marco utilizando el programa SAP 86.

#### 4.4 Análisis por cargas permanentes

##### 4.4.1 Consideraciones generales

El análisis por cargas permanentes de los puentes se realizó utilizando principalmente el programa M-Strudl. Se analizaron modelos en el plano y modelos en el espacio, comparando los datos obtenidos se verificó la concordancia de los resultados. En base a esto, y para simplificar, muchas de las etapas de análisis para cargas permanentes se realizaron solo mediante modelos planos.

Las cargas permanentes que actúan sobre los puentes son de dos tipos: el peso propio de la estructura y ciertas tensiones adicionales que se aplican por etapas en los tirantes durante el proceso constructivo.

Por lo anterior, el análisis de las cargas permanentes de la zona atirantada de los puentes va estrechamente ligado con el proceso constructivo y de montaje, y hace necesario ciertas consideraciones para obtener el estado final bajo cargas permanentes (peso propio más tensiones iniciales) de la zona atirantada.

El cálculo del peso propio de los elementos (carga muerta) se realiza de forma tradicional, pero sus efectos se van modificando al aplicar las tensiones adicionales en los tirantes.

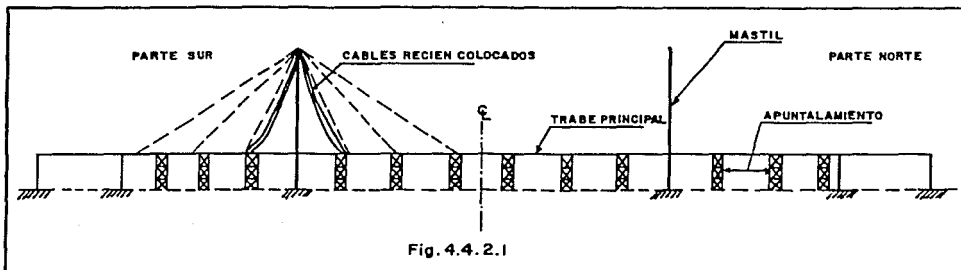
Para idealizar la zona atirantada de los puentes, se calcularon las propiedades de los elementos en forma convencional, excepto para los tirantes. La rigidez de los cables varía en función de su longitud y del esfuerzo de tensión sobre ellos. Para tomar en

cuenta este efecto se calcula un parámetro denominado "módulo de elasticidad efectivo" ( $E$ ), que es generalmente menor que el módulo  $E_0$  del acero que forma al cable. Este comportamiento no lineal de los cables obliga a realizar algunos de los análisis superponiendo efectos por etapas.

Por lo anterior, el estado final de fuerzas y deformaciones bajo carga permanente se obtiene sumando los resultados parciales de los análisis hechos para cada etapa del proceso constructivo.

#### 4.4.2 Comportamiento no lineal de la estructura

Durante el análisis del proceso constructivo se van colocando por etapas las cargas sobre la estructura (losa, guarniciones, carpeta, etc.), y se van aplicando las tensiones adicionales en los tirantes del forma que la tensión en los cables va aumentando. Los cables colocados inicialmente con una tensión pequeña presentan una catenaria apreciable. (Ver fig. 4.4.2.1).



El procedimiento constructivo se detalla en el capítulo 6, aquí sólo aquellos aspectos necesarios para describir el proceso de análisis bajo cargas permanentes de la zona atirantada.

Los cables se colocan primero en una parte del puente (en la figura la parte Sur) y luego se colocan en la otra.



Conforme se van tensando los cables la gran catenaria inicial rápidamente va desapareciendo, pero esa recuperación de catenaria hace que al aplicar una fuerza relativamente pequeña al cable este se estire mucho. Este fenómeno implica que la rigidez que tiene el tirante va variando conforme se tensa el cable. Mientras se incrementa la tensión en el tirante también se incrementa su rigidez al ir desapareciendo la catenaria. Cuando ya no existe catenaria el alargamiento que sufre el cable es proporcional a la fuerza aplicada y queda definido por un módulo de elasticidad constante y que corresponde al del material que forma al cable.

Para tomar en cuenta este fenómeno se calcula lo que se llama módulo de elasticidad equivalente, del cual hablamos a detalle más adelante. Los fabricantes de cables han obtenido gráficas y fórmulas empíricas para tomar en cuenta el comportamiento no lineal de los tirantes antes mencionados, y que con lleva a la no linealidad de la estructura (ver fig. 4.4.2.2).

Cuando se trata de cables cortos sometidos a tensiones importantes la catenaria es pequeña, pero cuando se trata de cables largos o sometidos a esfuerzos de tensión muy bajos el comportamiento no lineal de los cables se acentúa.

En nuestro caso, los cables son relativamente cortos, pero durante las primeras etapas del proceso constructivo los esfuerzos a que se ven sometidos son muy bajos, por lo que su módulo de elasticidad equivalente es también muy bajo, haciendo a estos elementos altamente deformables, y por lo tanto a la estructura.

Por lo anterior, para efectos de análisis se tiene al inicio un sistema muy deformable, pero conforme la tensión en los cables va aumentando también se incrementa su módulo de elasticidad efectivo, y con ello la rigidez de la estructura.

#### 4.4.3 Tensiones adicionales en la estructura

Como ya se mencionó, conforme se van colocando las cargas sobre la estructura, también se van aplicando fuerzas adicionales en los tirantes.

Estas tensiones adicionales tienen dos objetivos:

1. Disminuir y uniformar los elementos mecánicos por carga muerta para que sumados a los de carga viva se obtenga un estado de esfuerzos más conveniente.

$$\frac{E}{E_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma^2 l^2 E_0}{12\sigma^3}}$$

DONDE

$E$  = modulo de elasticidad efectivo

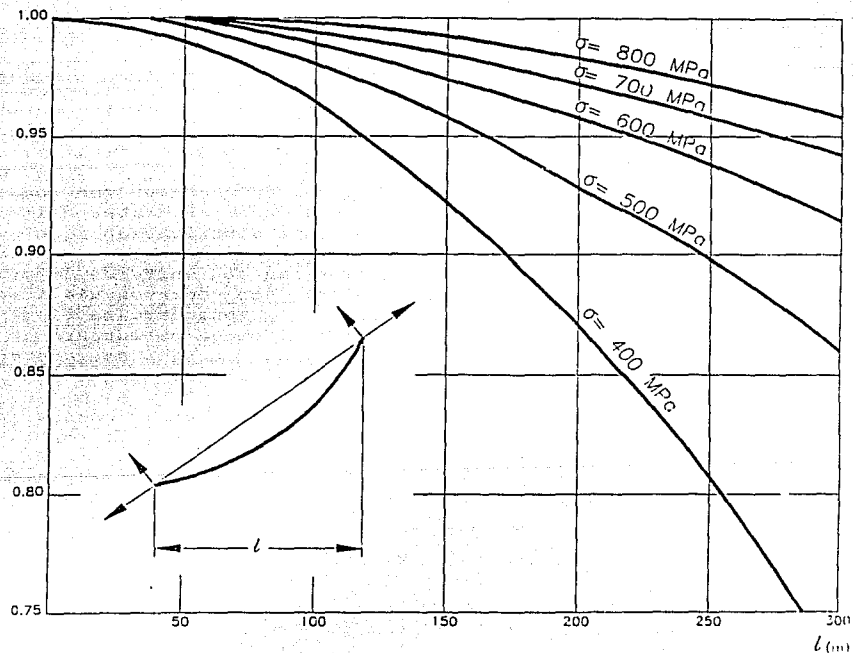
$E_0$  = modulo de elasticidad del acero del toron

$\gamma$  = peso especifico del cable =  $\frac{\text{Peso total}}{\text{Vol. de acero}}$

$l$  = claro horizontal del cable

$\sigma$  = esfuerzo de tension en el cable

$$\frac{E}{E_0}$$



MODULO DE ELASTICIDAD EFECTIVO  $E$  EN TERMINOS DEL CLARO HORIZONTAL Y DEL ESFUERZO DE TENSION EN EL TIRANTE FORMULA DE ( ERNST )

Fig. 4.4.2.2.

2. Eliminar la deformación provocada por la carga muerta manteniendo el perfil teórico del puente dentro de una tolerancia aceptable.

Se pueden obtener los elementos mecánicos que se deseen sobre la travesía principal de la zona atirantada aplicando tensiones calculadas en los tirantes. Las travesías se encuentran trabajando principalmente a flexocompresión; y aunque poco podemos hacer por modificar la fuerza axial si podemos optimizar con cierta facilidad los momentos y cortantes por cargas permanentes (carga muerta más tensiones adicionales) a lo largo de las vigas.

Si además se controla la deformación de las travesías llegando sensiblemente al perfil de proyecto se puede obtener un estado de elementos mecánicos más parecido al de una viga continua con apoyos a cada 7 m, aprox., que es la distancia promedio entre los tirantes que soportan a la viga longitudinal; lo anterior mejoraría la condición de la travesía para cuando se presente la carga viva disminuyendo los elementos mecánicos máximos.

Sin embargo, el estado de esfuerzos de una viga continua no es necesariamente la condición óptima para las travesías principales del puente. Si se observa como es la distribución de elementos mecánicos por carga viva en las vigas longitudinales, se concluirá que no es precisamente una distribución uniforme de momentos positivos y negativos la que conviene. Los momentos más importantes por carga viva se encuentran en la zona cercana al mástil y son negativos, de modo que si por carga permanente se logra tener un momento positivo en esa zona, aunque sea pequeño, la combinación de elementos mecánicos resultará más pequeña.

En las demás zonas de la travesía no se da una concentración tan marcada de elementos mecánicos por carga viva, de hecho, según la envolvente existen momentos y cortantes tan grandes tanto positivos como negativos. Por lo anterior la principal optimización en el diseño se logra en la zona cercana al apoyo de concreto.

Todo lo anterior lo enfatizaremos en los diagramas que se muestran al final del capítulo.

Las tensiones se aplican en dos etapas, cada una dividida en 3 fases.

La primera etapa de tensado se inicia después de que se ha colado la losa sobre el puente (excepto en el tramo central) y se han colocado los tirantes. Tiene como finalidad sustituir los

puntales sobre los que se apoya provisionalmente la estructura, por los tirantes, que constituirán los soportes definitivos. Las tensiones se calculan de forma que se libere de carga a los puntales para irlos retirando conforme se van tensando los cables, sin provocar nunca un desequilibrio para el mástil y sin alterar el perfil existente del puente.

Los cables se tensan por pares, 1 a cada lado del mástil en forma simultánea, definiendo así las 3 fases de la primera etapa, como se indica en la fig. 4.4.3.1.

Las 3 fases de la primera etapa se pueden aplicar primero en una parte del puente (parte sur p.e.) y luego en la parte Norte si es que la cantidad de equipo no permite hacerlo en forma simultánea (ver fig. 4.4.3.1.)

Una vez realizada la primera etapa de tensado y se han retirado todos los puntales, la estructura se encuentra totalmente soportada por los tirantes y los marcos de concreto, presentando el perfil del proyecto. Después se cuelga la losa en el tramo central y las guarniciones (y deflectores, en su caso en toda la zona atirantada del puente. La estructura ahora se deforma un poco debido a la carga colocada.

A continuación se procede a la segunda etapa de tensado, la cual tiene como finalidad: corregir la deformación de la estructura debida a las cargas antes colocadas (losa central, guarniciones y deflectores), provocar una contraflecha que equilibre la deformación de las cargas que posteriormente se aplicarán, y producir un estado de esfuerzos bajo carga permanente más conveniente para cuando se presente la carga viva.

Como ya se indicó, los cables deben tensarse por pares, uno a cada lado del mástil en forma simultánea, pudiéndose realizar primero el tensado de la parte sur y luego la parte norte.

FASES DE LA 1ª ETAPA DE TENSADO (ES EL MISMO PROCESO PARA EL LADO NORTE)

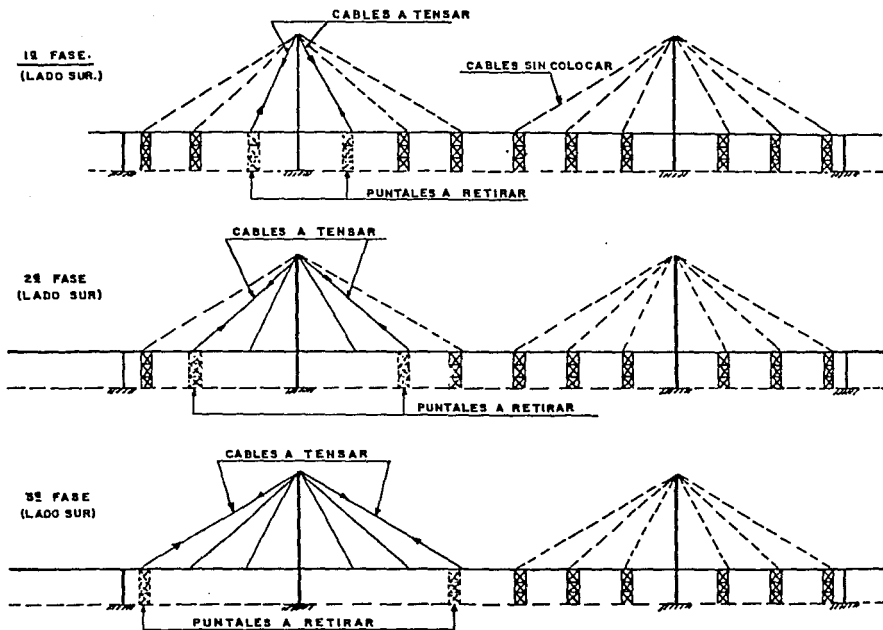
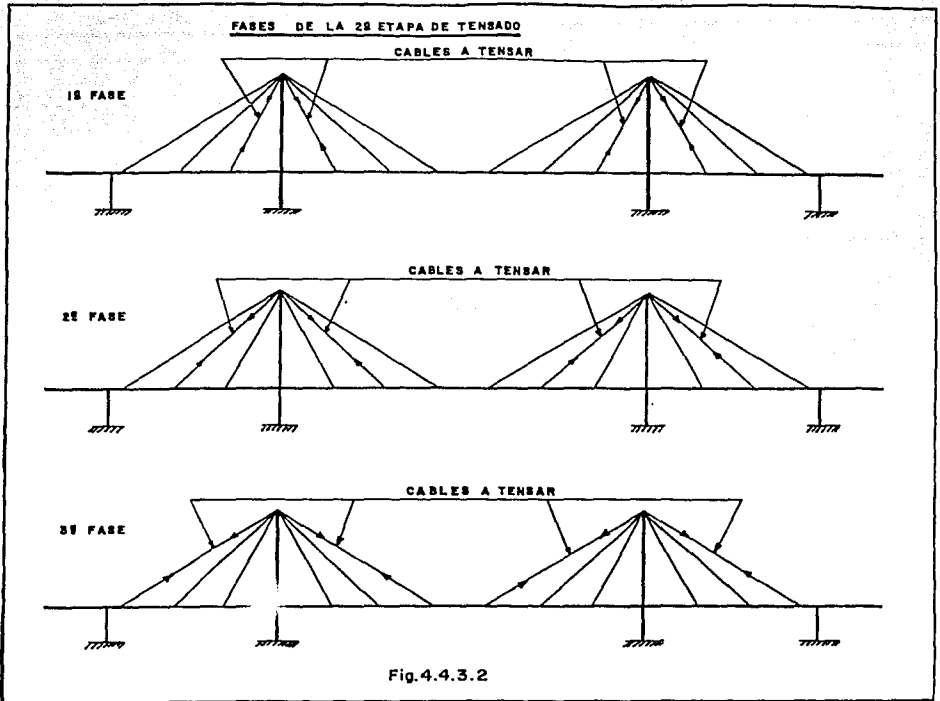


Fig. 4.4.3.1

Como puede preverse, también serán 3 las fases de la 2a. etapa de tensado, (ver fig. 4.4.3.2).

Las tensiones de la 2a. etapa se calculan de forma que al final de todas las etapas de carga se tenga el perfil de proyecto, siendo las fuerzas en los cables lo más uniforme posibles y cuidando de no provocar al mástil un desequilibrio de fuerzas importantes.



Terminada la 2a. etapa de tensado la estructura presenta una contraflecha que se corregirá cuando se coloque la carpeta y los parapetos, para que finalmente el puente quede en el perfil del proyecto y los mástiles aproximadamente verticales.

#### 4.4.4 Obtención de las tensiones iniciales y finales del puente

El procedimiento de obtención de las tensiones iniciales y finales del puente está totalmente ligado con el proceso constructivo y de montaje de la zona atirantada del puente, por lo que primero describiremos brevemente cual es la secuencia de colocación de cargas y tensados, para después pasar a la parte analítica del proceso.

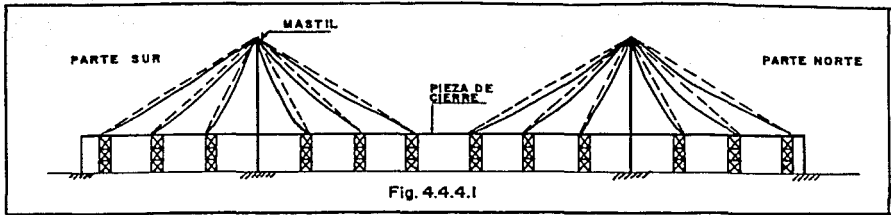
- a) Primero, se monta la estructura metálica sobre puntales presentando el perfil de proyecto.
- b) Se cuelga la losa, excepto en la parte central doblemente articulada.
- c) Se colocan los cables, presentándolos solamente y tensándolos con una fuerza muy pequeña.
- d) Se realizan las 3 fases de la 1a. etapa de tensado, sustituyendo los soportes provisionales por los tirantes y dejando a la estructura es el mismo perfil inicial de proyecto.
- e) Se cuelga la losa de la parte central del puente y las guarniciones de toda la estructura.
- f) Se realizan las 3 fases de la 2a. etapa de tensado, provocando una contraflecha a la estructura que se corregirá con la aplicación de las cargas restantes.
- g) Se coloca la carpeta y el parapeto. Al finalizar esta etapa la estructura presenta el perfil de proyecto y los mástiles se encuentran prácticamente verticales.

El procedimiento constructivo del puente y su zona atirantada se detallan en el capítulo 6.

#### 4.4.4.1 Procedimiento de cálculo de la 1a. etapa de tensado

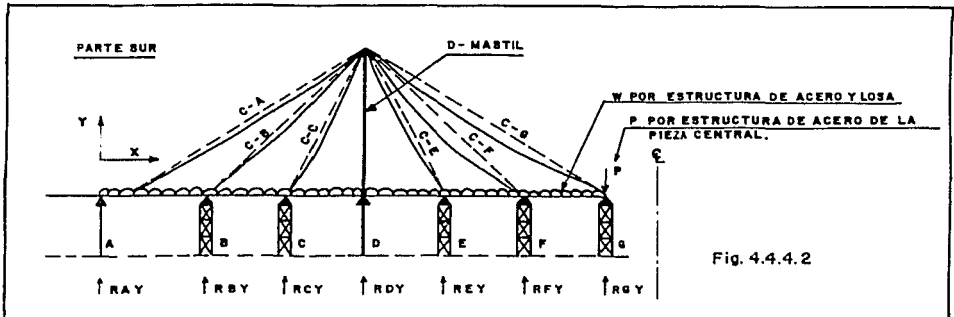
El objetivo de la primera etapa de tensado es el de sustituir a los soportes provisionales por los cables, manteniendo el perfil de proyecto del puente y sin provocar un desequilibrio importante para los mástiles. Por lo anterior se deduce que las fuerzas que se apliquen a los tirantes deben ser tales que apenas liberen de carga al puntal, pero sin provocar que las travesaños principales (estructura) se deformen hacia arriba. Las fuerzas deben despegar apenas unos milímetros a las travesaños principales del apuntalamiento.

Como la estructura se encuentra dividida en 2 partes independientes entre sí por la pieza central doblemente articulada, se puede simplificar el procedimiento trabajando sólo con una de las partes del puente, (ver fig. 4.4.4.1).



En lo sucesivo trabajaremos con la parte sur del puente para explicar la obtención de las tensiones para la 1a. etapa de tensado.

Primero se obtienen las descargas que provocan la estructura de acero y la losa sobre puntales y sobre los apoyos de concreto, analizando una viga continua con carga uniformemente distribuida en donde cada soporte será un puntal ó un apoyo de concreto (ver fig. 4.4.4.2).



En la fig. 4.4.4.2 cada puntal está representado por un soporte (B, C, E, F, y G). Los soportes A y B representan al apoyo de la trabe longitudinal sobre el marco de concreto. Los cables se encuentran colocados, pero sin tensión apreciable, por lo que aún no existe algún desequilibrio en el extremo superior del mástil.



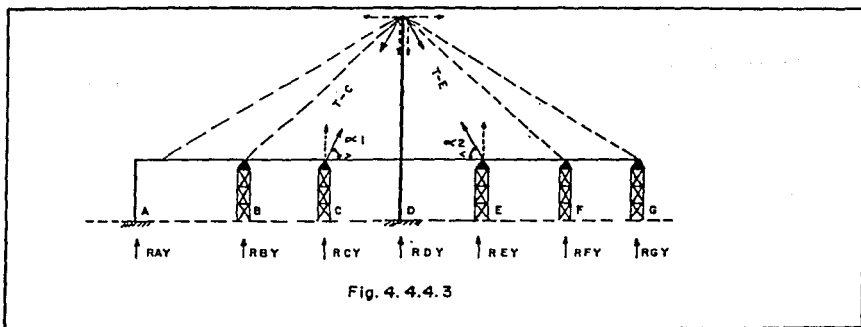
Las tensiones que se apliquen en los cables deberán eliminar a la reacción en los puntales, pero sin provocar una reacción negativa, que significaría que estamos levantando la trabe.

Como se puede ver, la posición ideal de los troqueles es bajo el punto donde se ha colocado al cable, ya que esto hace corresponder exactamente a lo teórico con lo real; además esto proporciona un mayor control durante los tensados ya que se puede verificar con facilidad el momento en que se ha descargado al puntal y también se puede controlar con mayor precisión el perfil del puente.

#### 1a. fase de la 1a. etapa de tensado

Por razones constructivas se comenzó tensando primero los cables más cercanos al mástil (C-C y C-D en la fig. 4.4.4.2). La proyección vertical de las tensiones en esos cables debe equilibrar a las reacciones en los puntales adyacentes a ellos (C y E en la fig. anterior). Como se puede ver, dado que los claros entre cables son semejantes a ambos lados del mástil el desequilibrio que se ocasiona por las tensiones en el extremo del mástil es pequeño, siempre que los dos cables se tensen en forma simultánea.

En la fig. 4.4.4.3 se ilustra este proceso.



Los ángulos  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  son semejantes.

Las reacciones  $R_{cy}$  y  $R_{ey}$  son semejantes.

Por lo anterior  $T_c$  y  $T_E$ , que son las tensiones a aplicar en los cables C y E en forma simultánea también son semejantes.

$$1) \text{----- } R_{cy} = T_c \cdot \text{sen} \alpha_c ;$$

$$T_c = \frac{R_{cy}}{\text{sen} \alpha_c}$$

En la ecuación 1 se iguala a la reacción en el puntal C con la proyección vertical de la tensión en el cable C (que es la incógnita). Lo mismo se hace con el cable E.

Una vez obtenidas las tensiones en los cables se analizan los efectos de las componentes de las tensiones.

Las componentes verticales sobre el tablero eliminarán las descargas sobre los puntales, las componentes verticales sobre el mástil se convertirán en carga axial para los mástiles.

Los componentes horizontales sobre el tablero se convierten en fuerzas axiales (de sentidos contrarios) para las traves principales, las componentes horizontales sobre el mástil (también de sentidos contrarios) se convierten en cortantes para la columna. Este cortante debe ser pequeño para no provocar un momento grande en la base de la columna, y un desplazamiento asociado en el extremo superior del mástil.

Al finalizar esta fase se tiene a la estructura en la siguiente condición: Dos cables con tensiones definidas, el mástil con un pequeño desplazamiento en su extremo, los puntales adyacentes a los primeros cables descargados y las traves principales del puente presentando el perfil de proyecto. (Ver fig. 4.4.4.4) Ya que se han terminado de tensar los cables de la 1a. fase se retiran los puntales adyacentes o se bajan lo suficiente para evitar que la estructura vuelva a apoyarse en ellos.

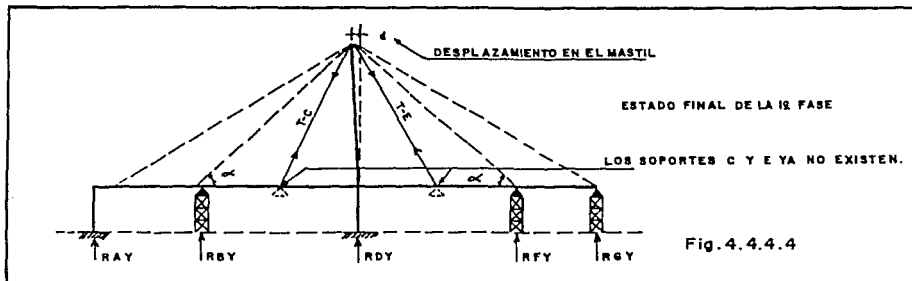


Fig. 4.4.4.4

2a. fase de la 1a. etapa de tensado

Ahora se tienen que calcular las fuerzas para el siguiente par de cables. El procedimiento a seguir es similar que el utilizado para la 1a. fase.

La proyección vertical de la tensión de los cables B y F debe equilibrar la reacción en los puntales B y F. Igual que en el caso anterior, la inclinación de los dos tirantes es semejante, lo mismo que las descargas para los puntales B y F, por lo que las fuerzas de tensión resultan similares.

$$RBy = TB \times \text{sen} \alpha_3 \quad \text{---} \textcircled{2}$$

$$TB = \frac{RBy}{\text{sen} \alpha_3}$$

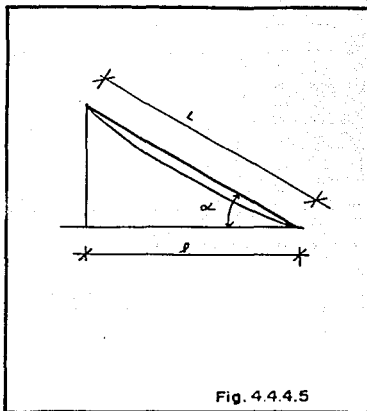
La ecuación 2 iguala la proyección vertical de la tensión en el cable B con la descarga sobre el puntal B.

Los efectos de aplicar las tensiones de los cables B y F sobre la estructura de la fig. 4.4.4.4 se indican a continuación. Para valuar dichos efectos hay algunas consideraciones que se deben hacer.

Por el momento no se ha hablado nada acerca del comportamiento no lineal de los cables ya que hasta ahora solo se ha necesitado hacer equilibrio de fuerzas y realizar análisis en una estructura de rigidez conocida y constante.

Como ya se indicó, la rigidez de un tirante depende de su longitud y del esfuerzo de tensión sobre el mismo. La tensión durante la primera etapa de tensado produce esfuerzos muy pequeños en los cables, debido a esto la rigidez de la estructura es menor que la que tendrá ya con todas las cargas colocadas.

Al parámetro que toma en cuenta la variación en la rigidez del tirante se le denomina "módulo de elasticidad efectivo", que es siempre menor o igual que el módulo de elasticidad  $E_0$  del acero que forma al torón. El módulo de elasticidad efectivo está dado por la expresión de la fig. 4.4.4.5.



$$E = \frac{E_0}{1 + \frac{\delta^2 L^2}{12 (+)^3}}$$

Donde:

- $E_0$  = Módulo de elasticidad del acero del cable
- $L$  = Longitud del cable
- $l$  = Proyección horizontal de  $L = L \cos \alpha$
- $\delta$  = Peso específico del cable
- $\downarrow$  = Esfuerzo en el cable

Durante la primera etapa de tensado los esfuerzos sobre los cables son tan pequeños que los módulos de elasticidad efectivos calculados para algunos cables son hasta del 70% del módulo  $E_0$  del acero que forma a los cables.

Los efectos de aplicar las tensiones de los cables B y F sobre la estructura de la fig. 4.4.4.4. se indican en la fig. 4.4.4.6. Estos efectos se deben sumar al estado final anterior, y son principalmente:

El pequeño desequilibrio de componentes horizontales provoca desplazamiento horizontal del mástil, este desplazamiento hace que las tensiones en los cables anteriores varíen, disminuyendo en el cable ubicado del lado hacia donde fue el desplazamiento y aumentando en el cable del lado contrario.

Este desplazamiento y el cortante interno generado en la columna deben sumarse algebraicamente con los del estado anterior. Se debe cuidar que los desplazamientos sumados en el mástil no provoquen uno excesivo.

En el tablero prácticamente no hay cambios, los componentes verticales de las tensiones no producen deformaciones en las traveses o efectos en los cables existentes, dado que solo equilibraron la descarga sobre los puntales.

Las componentes verticales en el mástil se sumarán a las anteriores incrementando la carga axial de compresión en la columna.

Las nuevas componentes horizontales se sumarán a las anteriores incrementando también la fuerza axial de compresión en las traveses longitudinales.

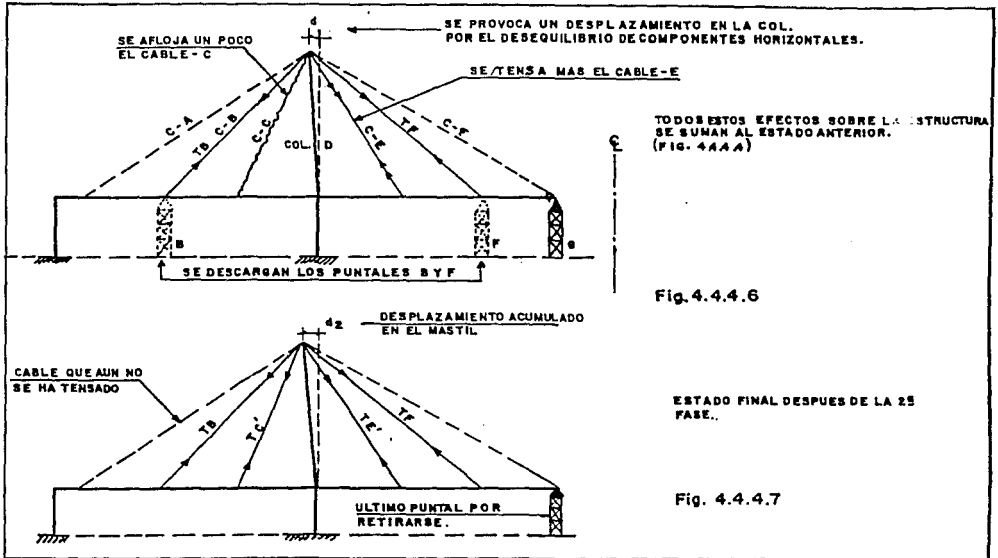


Fig. 4.4.4.6

Fig. 4.4.4.7

En la fig. 4.4.4.7 se muestra el estado final de la estructura después de la 2ª. fase de la etapa de tensado. En esa figura  $d_2$  es el desplazamiento acumulado en la columna luego de la aplicación de la 1ª. y 2ª. fases de tensado,  $T_B$  y  $T_F$  son las tensiones recién aplicadas en los cables B y F,  $T_{C'}$  y  $T_{E'}$  son las tensiones modificadas (redistribuidas) en los cables C y E. Se han retirado los puntales B y F, y sólo queda un puntal por descargarse (G).

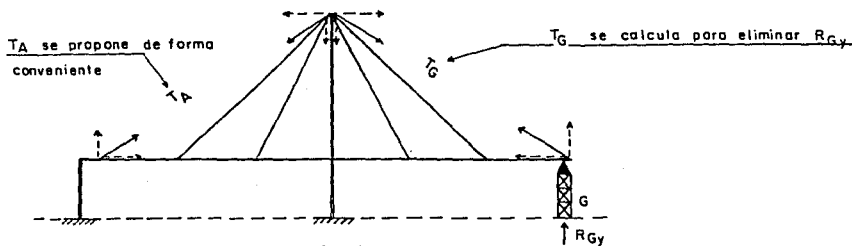
Como puede verse, cada vez que se tensa el siguiente par de cables, los anteriormente tensados sufren una variación en su tensión que depende de las deformaciones del mástil y del tablero producidas por las fuerzas que se aplican en ese momento.

A esas tensiones que han sufrido variación después del tensado

de otros cables o de la aplicación de cargas sobre el puente se les denomina "Tensiones redistribuidas".

### 3a. Fase de la 1a. etapa de tensado

El proceso de obtención de tensiones para la 3a. fase de la 1a. etapa de tensado es igual que el indicado para las dos fases anteriores. Se calcula la tensión de forma que su proyección vertical equilibre a la descarga sobre el último puntal que queda, como puede verse esta 3a. fase presenta una ventaja, es solo una tensión en el cable extremo la que ésta determinada por la descarga en el puntal por lo que podemos definir la otra tensión (para el otro cable extremo) a nuestra conveniencia. (Ver fig. 4.4.4.8).



Como puede verse en la fig. 4.4.4.8. la tensión en el cable G debe ser tal que su proyección vertical equilibre a la descarga en el puntal G. Podemos proponer la tensión en el cable A para satisfacer las siguientes condiciones:

- La tensión  $T_A$  debe ser similar a la del cable G ( $T_G$ )
- La tensión  $T_A$  debe proporcionar un esfuerzo de tensión en el cable tal que el módulo de elasticidad equivalente para ese cable sea grande (muy cercano al módulo  $E_0$  del acero que forma al cable).
- En caso de ser conveniente la tensión  $T_A$  será tal que desplace a la columna hacia fuera de la parte central del puente.

El primero y el tercer punto van ligados, ya que si la componente horizontal de la fuerza  $T_A$  es mayor que la de la fuerza  $T_G$

el mástil se desplazará hacia la parte exterior del puente.

Los efectos de la carga muerta siempre tienden a desplazar la columna hacia el centro del puente, por lo que siempre será conveniente que la columna quede por efecto de las tensiones adicionales cargada hacia la parte exterior del puente. Además, la carga viva sobre el puente también tiende principalmente a desplazar la columna hacia la parte central del puente.

En lo que respecta al proceso de análisis, este es igual que el indicado para la segunda fase.

También se tienen que aplicar las tensiones de la 3a. fase a una estructura altamente deformable para ver los efectos causados y sumarlos a los del estado final anterior.

Nuevamente se deben calcular los módulos de elasticidad equivalentes en los cables, ahora con las tensiones finales de la etapa anterior, para obtener la nueva rigidez de la estructura.

Como al inicio de cada fase el cable tiene una cierta tensión y al final de la fase tiene otra, su módulo de elasticidad cambia durante esa fase, por lo que para el análisis de la estructura se tiene que trabajar con una rigidez promedio entre aquella que se tiene al inicio de la fase y aquella que se obtiene al final de la misma.

Los efectos de aplicar las tensiones de la 3a. fase se indican resumidos en la fig. 4.4.4.9.

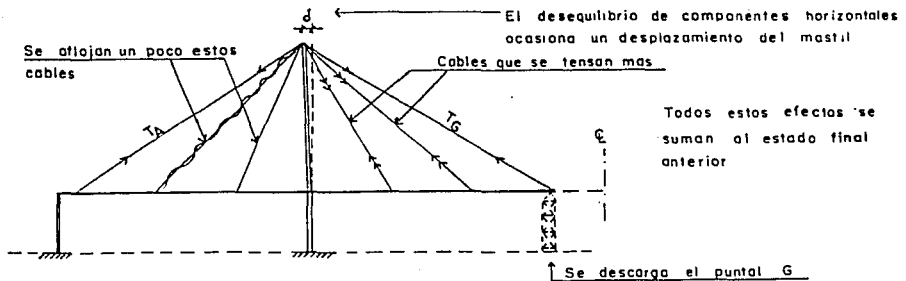


FIG. 4.4.4.9

Superponiendo estos efectos con el estado final anterior de la estructura tenemos el estado final de la 1a. etapa de tensado. (Ver fig. 4.4.4.10).

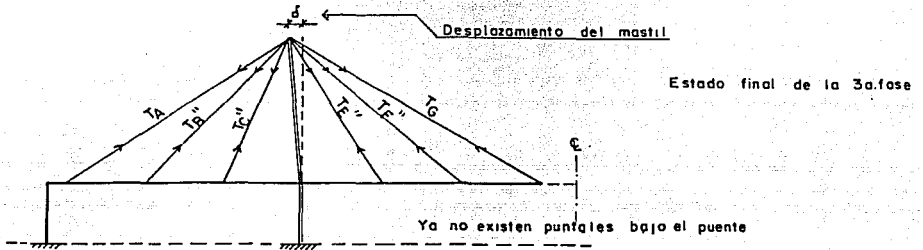


FIG. 4.4.4.10

De la fig. 4.4.4.10. puede observarse que:

El mástil finalizó la primera etapa de tensado con un desplazamiento, que es igual a la suma de los desplazamientos parciales de cada fase. Este desplazamiento va acompañado de un cortante para la columna y un momento en su base.

Ya no existe ningún puntal bajo el puente y la estructura está totalmente suspendida en los tirantes.

Al ir sustituyendo durante cada fase puntales por cables al final de la 1a. etapa la estructura presenta sensiblemente el perfil de proyecto.

Las tensiones en los cables B, C, E y F han sufrido una nueva variación, por lo que las tensiones  $T_B''$ ,  $T_C''$ ,  $T_E''$  y  $T_F''$  son redistribuidas.

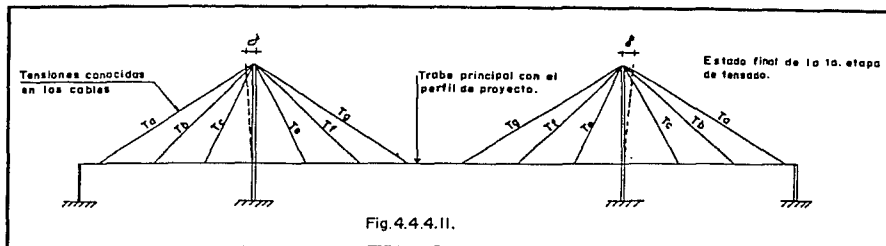
Los cables B y C se aflojarán al aplicar las tensiones en los cables A y G, mientras que los cables E y F se tensaron un poco más.

Como las tensiones en los tirantes A y G fueron las últimas en ser aplicadas estas no sufren ningún tipo de redistribución.



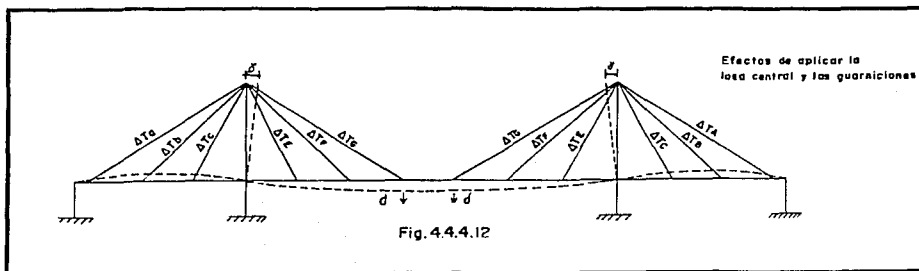
### Estado final de la 1a. etapa de tensado

Al finalizar la primera etapa de tensado del puente en ambos lados (lado norte y lado sur) se tiene a la estructura totalmente suspendida en los tirantes, con unas ciertas tensiones conocidas (por lo tanto la rigidez de la estructura también es conocida) y presentando aproximadamente el perfil proyectado. (Ver. fig. 4.4.4.11).



Los mástiles presentarán una pequeña deformación, (generalmente hacia afuera del centro del puente).

Luego se aplican las cargas siguientes (losa en la parte central y guarniciones y deflector- a todo lo largo del puente). Su efecto se suma al estado final de la primera etapa de tensado para llegar a un estado de fuerzas y geometría superpuesto. Al aplicar las cargas la tensión en los tirantes se incrementa y la estructura se deforma (fig. 4.4.4.12). Para calcular los efectos (principalmente deformaciones) de las nuevas cargas se calcula una rigidez promedio entre aquella que se tenía en el estado final de la 1a. etapa de tensado y la que se obtiene con las nuevas tensiones incrementadas en los cables. Después de esto se aplica la 2a. etapa de tensado.



En la fig. 4.4.4.12 se muestran los efectos de aplicar las cargas restantes sobre la estructura, los cuales se sumarán al estado final de la 1a. etapa de tensado.

Los mástiles se deforman hacia el centro del claro, la trabe se fecha hacia abajo en la parte central y hacia arriba en los claros laterales, los cables sufren un incremento en su tensión.

#### 4.4.4.2. Procedimiento de cálculo de la 2a. etapa de tensado

El objetivo de la 2a. etapa de tensado es provocar una deformación que contrarreste la producida por las cargas que se apliquen a la estructura despues de la 1a. etapa de tensado y uniformizar los efectos de la carga permanente a fin de disminuir los elementos mecánicos producto de carga muerta más carga viva.

Al aplicar tensiones a la estructura para disminuir la deformación provocada por la carga muerta los elementos mecánicos por cargas permanentes se disminuyen en las zonas donde antes se concentraban, uniformizándose en general a lo largo de toda la viga, lo cual a la hora de sumar los elementos mecánicos de cargas permanentes con los de carga viva resulta ventajoso.

Para calcular las tensiones a aplicarse en la segunda etapa de tensado se analiza que combinación de tensiones en los tirantes equilibra a la deformación provocada por las cargas aplicadas sobre las trabes principales, y cuales son sus efectos (elementos mecánicos) en la viga. Para hacer lo anterior se plantea un sistema de ecuaciones en el que las incógnitas son las tensiones a aplicarse y los coeficientes las deformaciones producidas por cada fuerza o carga sobre la estructura.

Las deformaciones a corregirse por medio de tensiones adicionales son:

- a) (d1) Deformación producto de la aplicación de la losa central, guarniciones y deflectores a todo lo largo del puente. (Ver fig. 4.4.4.13).
- b) (d2) Deformación producto de la aplicación de la carpeta, el parapeto y los acabados. (Ver fig. 4.4.4.14).

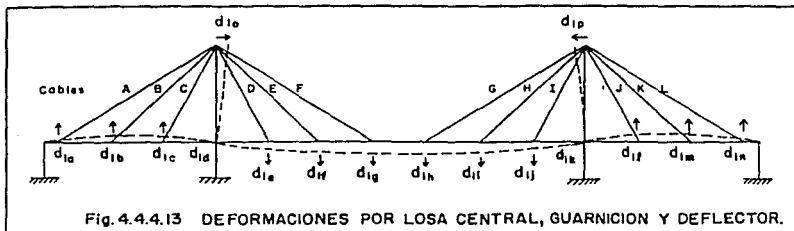
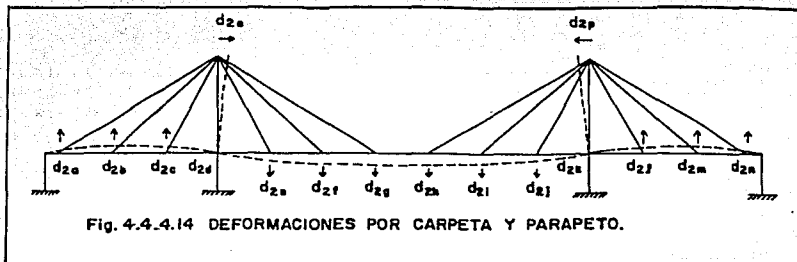


Fig. 4.4.4.13 DEFORMACIONES POR LOSA CENTRAL, GUARNICION Y DEFLECTOR.



En las figuras anteriores:

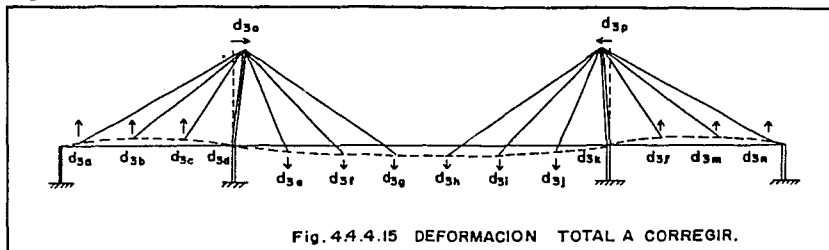
$d_{1a}$  es la deformación por la losa central y guarniciones en el punto (a) de la viga.

$d_{1b}$  es la deformación por la losa central y guarniciones en el punto (b) de la viga.

$d_{2a}$  es la deformación por la carpeta y el parapeto en el punto (a) de la viga.

$d_{2b}$  es la deformación por la carpeta y el parapeto en el punto (b) de la viga.

La deformación total a corregir será  $d_3 = d_1 + d_2$  (Ver fig. 4.4.4.15).



Por ser totalmente simétrico el puente y su pieza central doblemente articulada podemos trabajar con la mitad de la estructura.

Para visualizar los efectos que provoca el aplicar tensiones en los cables, aplicaremos tensiones unitarias en cada uno de los cables y registraremos lo que produce cada una en la estructura. (Ver de la fig. 4.4.4.15 a la 4.4.4.21).

En las figuras anteriores se ha utilizado la siguiente nomenclatura. (Ver fig. 4.4.4.22).

$d_{Aa}$  es la deformación en el punto (a) por tensar con una fuerza unitaria el cable A.  
 $d_{Ab}$  es la deformación en el punto (b) por tensar con una fuerza unitaria el cable A.  
 $d_{Ba}$  es la deformación en el punto (a) por tensar con una fuerza unitaria el cable B.

Para calcular los efectos de las tensiones unitarias anteriormente indicados se debe tomar en cuenta que al haber aplicado la carga de la losa central y las guarniciones la tensión en los cables se incrementa provocando con ello una nueva rigidez de la estructura, y suponiendo el valor aproximado de las tensiones a aplicarse se puede estimar el valor de la rigidez que tendrá la estructura una vez que se hayan tensado los tirantes. El cálculo de los efectos de las tensiones unitarias se hace con una rigidez promedio entre las antes mencionadas.

Antes de la 2a. etapa de tensado el valor del esfuerzo de tensión sobre los cables es suficientemente grande como para que el módulo de elasticidad equivalente de los tirantes sea muy cercano a su valor máximo y que es el del módulo  $E_o$  del acero que forma a los torones.

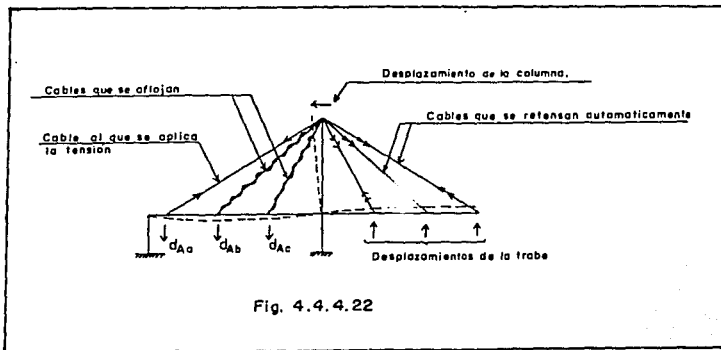
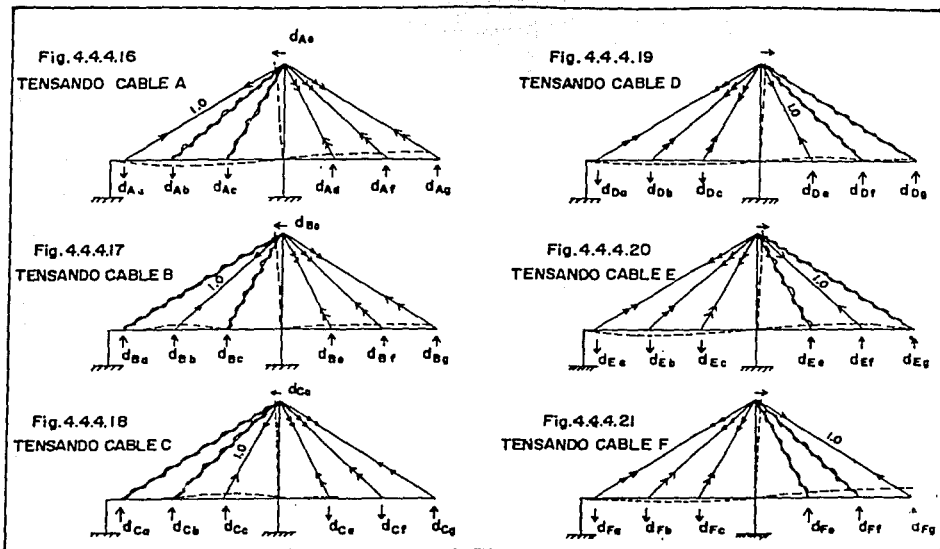
Ahora el problema consiste en encontrar la combinación de tensiones necesarias para que se logre contrarrestar la deformación total ( $d_3$ ) en cada punto, tomando en cuenta que al tensar cada cable existe una variación de tensión en los demás con la correspondiente deformación asociada. El problema podría solucionarse por tanteos, pero también definiendo un sistema de ecuaciones simultáneas cuyos coeficientes son las deformaciones para cada punto y sus incógnitas, los valores de las tensiones a aplicarse. De esta forma se obtiene una ecuación de deformación para cada punto sobre la viga longitudinal. Conviene que esos puntos sean lugares perfectamente definidos en la estructura y que representen algún interés particular, por ello se eligieron los puntos a los cuales llegan los cables.

Como se indicó en las figuras, tenemos 6 puntos de interés sobre la viga longitudinal (a, b, c, e, f, y g). El punto a se encuentra muy cercano al apoyo de concreto que toma tensión, por lo que todas las deformaciones que podemos obtener en ese punto son demasiado pequeñas, por ello anularemos su ecuación y formaremos las de los otros 5 puntos.

La ecuación de deformación para el punto B queda como sigue (la suma de las deformación debe dar cero en ese y todos los puntos)

$$d_{3b} + d_{Ab} X_1 + d_{Bb} X_2 + d_{Cb} X_3 + d_{Db} X_4 + d_{Eb} X_5 + d_{Fb} X_6 = 0$$

d. Total Deformaciones en el punto B por la aplicación de las tensiones en los cables



En la ecuación anterior se tienen 6 incógnitas ( $X_1, X_2, X_3, X_4, X_5$  y  $X_6$ ) que son los valores de las tensiones a aplicarse en la estructura para que la deformación final sea cero. Teóricamente que la suma de las deformaciones de cero implica mantener a la estructura con el perfil de proyecto.

Las incógnitas  $X_1, X_2$ , etc. son los valores por los cuales se deben multiplicar los efectos de las tensiones unitarias para que anulen a la deformación total ( $d_3$ ). Por ello  $d_3$  se debe sumar con la deformación que provoca en el mismo punto cada tensión aplicada.  $X_1, X_2, X_3$ , etc. representan en la realidad las tensiones que deben aplicarse a la estructura en la 2a. etapa de tensado.

$X_1$  multiplicará a los efectos de aplicar una tensión unitaria en el cable A y representa la tensión a aplicarse en la realidad.

$X_2$  multiplicará a los efectos de aplicar una tensión unitaria en el cable B y representa la tensión real a aplicarse en ese cable.

Procediendo en la misma forma para los otros 4 puntos sobre la viga longitudinal el sistema de ecuaciones queda como sigue:

$$\text{Punto b} = d_{3b} + d_{Ab} X_1 + d_{Bb} X_2 + d_{Cb} X_3 + d_{Db} X_4 + d_{Eb} X_5 + d_{Fb} X_6 = 0$$

$$\text{Punto c} = d_{3c} + d_{Ac} X_1 + d_{Bc} X_2 + d_{Cc} X_3 + d_{Dc} X_4 + d_{Ec} X_5 + d_{Fc} X_6 = 0$$

$$\text{Punto e} = d_{3e} + d_{Ae} X_1 + d_{Be} X_2 + d_{Ce} X_3 + d_{De} X_4 + d_{Ee} X_5 + d_{Fe} X_6 = 0$$

$$\text{Punto f} = d_{3f} + d_{Af} X_1 + d_{Bf} X_2 + d_{Cf} X_3 + d_{Df} X_4 + d_{Ef} X_5 + d_{Ff} X_6 = 0$$

$$\text{Punto g} = d_{3g} + d_{Ag} X_1 + d_{Bg} X_2 + d_{Cg} X_3 + d_{Dg} X_4 + d_{Eg} X_5 + d_{Fg} X_6 = 0$$

Se trata de un sistema de 5 ecuaciones con 6 incógnitas, por lo que para resolverlo tenemos que proponer una de las incógnitas para obtener un sistema de  $5 \times 5$ .

Se puede proponer cualquiera de las incógnitas, aunque conviene proponer aquella cuyo valor de tensión nos interesa más.

Del cable A depende gran parte de la estabilidad de la estructura, ya que ese cable es el que llega al muerto de anclaje, controla casi totalmente la verticalidad del mástil y la flecha

del claro central del puente. Es el cable más eficiente para controlar la deformación de la estructura y el que más reciente el incremento de carga ante el paso de la carga viva o la colocación de carga muerta adicional. Como se ve, conviene proponer la tensión del cable A.

En cuanto al valor de tensión que se propone podemos decir lo siguiente:

El cable A es el que tiene el mayor número de torones, y por lo tanto la mayor área de acero (para poder tomar los efectos de la fatiga como se indica en el inciso "Diseño de cables"). Conviene que ese cable trabaje con un esfuerzo igual o mayor que  $2000 \text{ kg/cm}^2$  debido a que así se provoca una rigidez grande en el tirante, lo cual es benéfico por los efectos indicados en el párrafo anterior, pero no conviene que el esfuerzo de tensión en ese tirante pase los  $4500 \text{ kg/cm}^2$  ya que un esfuerzo permanente alto disminuye la resistencia a la fatiga.

En base a lo anterior se propone la tensión en el tirante A. Con una de las incógnitas definida se soluciona el sistema de ecuaciones. Los valores que arroje la solución de el sistema de ecuaciones determinarán si la propuesta se puede tomar como buena, esto depende de lo siguiente:

Si con el valor propuesto de la tensión en el cable A, la solución del sistema de ecuaciones arroja únicamente valores de tensión (signo positivo), esta opción podrá tomarse como buena, siempre y cuando otro valor propuesto no represente una mejor solución.

Una mejor opción podría ser aquella que además de cumplir con los requisitos anteriores, también cumpla con lo siguiente, que no provoque un desplazamiento grande en el mástil o que el desplazamiento generado sea hacia afuera de la parte central del puente, y además que proporcione valores de tensión fáciles de aplicar (uniformes y mayores de 5 ton, por ejemplo).

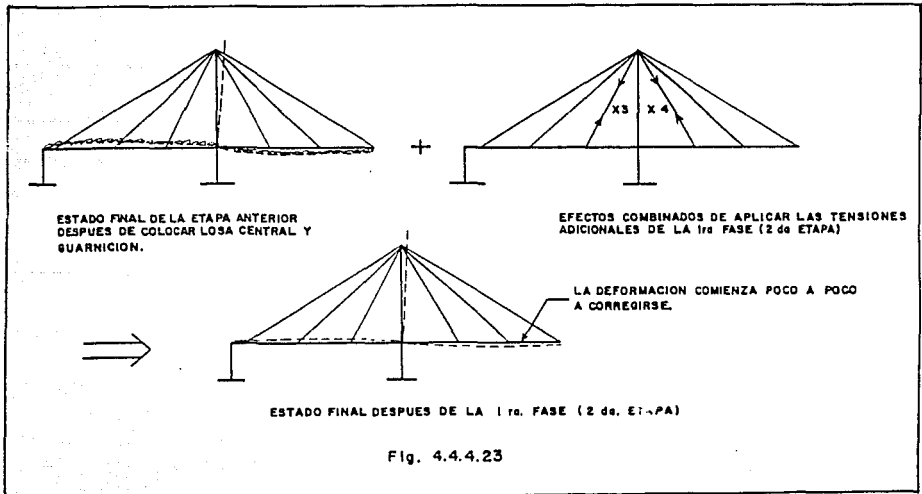
En caso de que el sistema de ecuaciones genere una solución con valores de diferentes signos implica que algunos cables se tienen que destensar o aflojar, lo cual es físicamente posible, pero no es práctico, ya que es mucho más sencillo tensar que destensar un cable, por lo que dicha opción se deberá desechar.

Finalmente en caso de existir varias opciones buenas de combinaciones de tensiones para los cables, se compararán sus diagramas de momentos para elegir una de esas opciones. En realidad los diagramas de momentos serán muy parecidos.

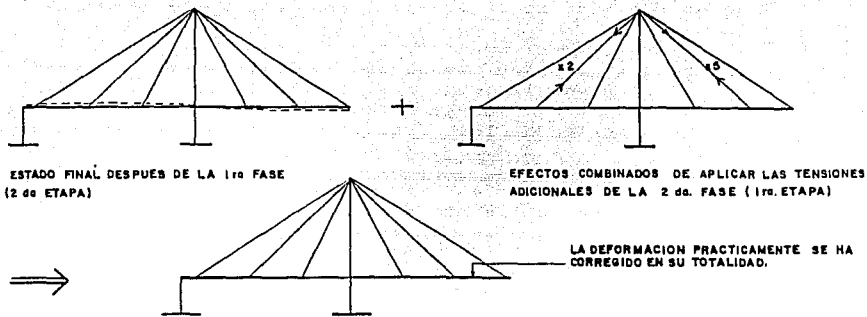
Una vez que se tienen los valores de las tensiones (incógnitas)  $X_1$ ,  $X_2$ ,  $X_3$ , etc. se multiplican por los efectos de su tensión unitaria correspondiente. Por ejemplo los efectos que indicamos en la fig. 4.4.4.16 se multiplicarán por  $X_1$ , los efectos de la fig. 4.4.4.17 se multiplicarán por  $X_2$ , y así cada una.

Los efectos de las tensiones unitarias multiplicados por su valor  $X$  se deben ir sumando al estado de la etapa anterior, para cada una de las fases ya definidas de la 2a. etapa de tensado y así ir obteniendo los estados parciales después de cada fase. (Ver de la fig. 4.4.4.23 a la 4.4.4.25)

Como ya indicamos, en la primera fase se tensan en forma simultánea los cables más cercanos al mástil, en la segunda fase se tensan los cables intermedios y finalmente los cables más alejados del mástil. El proceso puede llevarse a cabo primero en el lado sur del puente y luego en el lado norte (o viceversa).

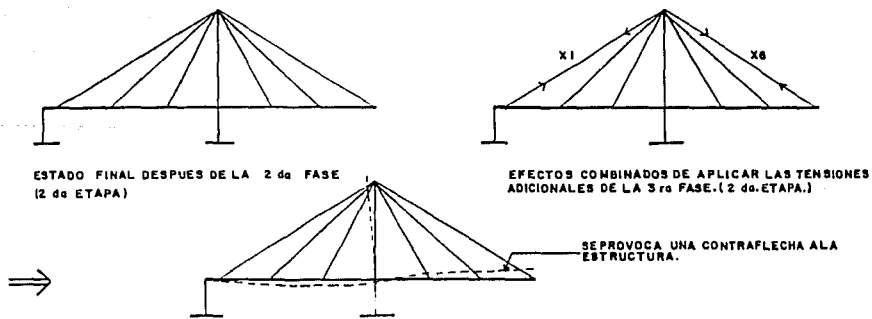






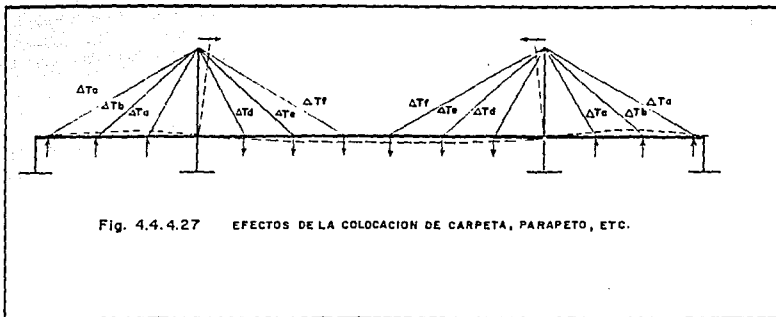
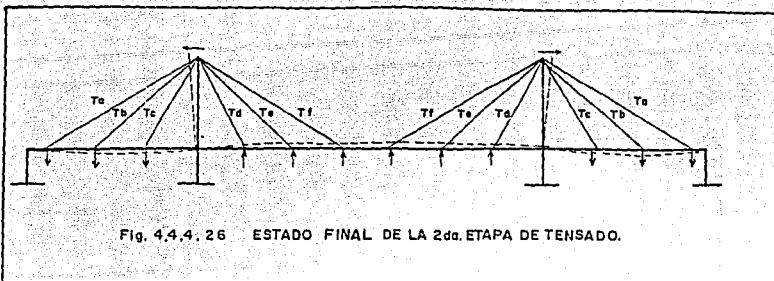
ESTADO FINAL DESPUES DE LA 2<sup>da</sup> FASE (2<sup>da</sup> ETAPA.)

Fig. 4.4.4.24



ESTADO FINAL DESPUES DE LA 3<sup>ra</sup> FASE (2<sup>da</sup> ETAPA.)

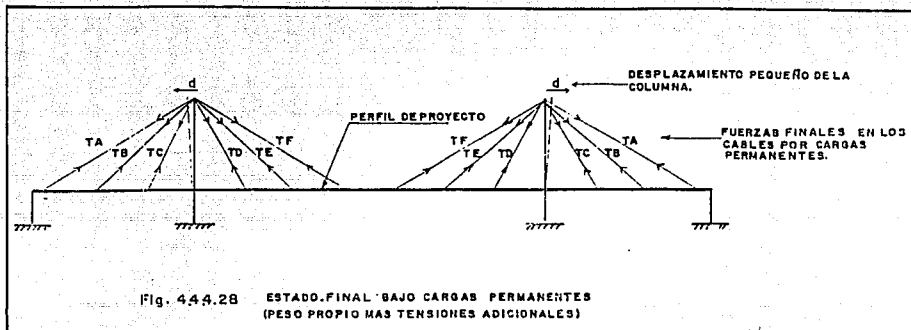
Fig. 4.4.4.25



Una vez que se conocen las tensiones parciales en los tirantes al final de cada fase se pueden recalcular los módulos de elasticidad equivalentes estimados al inicio del cálculo de la 2a. etapa de tensado para seguir el incremento de la rigidez de la estructura a lo largo de la 2a. etapa de tensado. No debe haber diferencias entre los módulos recalculados y los establecidos al inicio del análisis de la 2a. etapa mayores al 5% debido a que a estas alturas del análisis se está trabajando prácticamente con una rigidez constante para los cables y definida por el módulo  $E_c$  del acero de los cables, dado que los esfuerzos son relativamente grandes. De cualquier forma es conveniente verificar la rigidez para los cables más importantes.

Al final de la 2a. etapa de tensado la estructura queda con una contraflecha que es exactamente de sentido contrario y de igual magnitud que la deformación que provocará la carpeta (y el parapeto). Ver fig. 4.4.4.26.

Después se aplica la carpeta y el parapeto. Sus efectos se muestran en la fig. 4.4.4.27.



Sumando los efectos la estructura alcanza su estado final bajo cargas permanentes, el cual corresponde aproximadamente al perfil de proyecto. Los mástiles quedan con una pequeña deformación (generalmente hacia afuera del centro del puente).

El estado final bajo cargas permanentes (Ver fig. 4.4.4.28) se suma con los efectos causados por carga viva, sismo, hundimientos, viento, etc. según la combinación de carga por revisarse.

#### 4.4.5 Valores para cada etapa del proceso

A continuación se describe con números las fuerzas y deformaciones para cada etapa del proceso constructivo del puente Rojo Gómez, de acuerdo con lo expuesto en el inciso 4.3.2.

#### A) Peso propio de elementos del puente (zona atirantada)

Ancho del puente	b = 16.10 m.
Largo del puente	l = 93.93 m.
Area (bxl)	= 1512.27 m <sup>2</sup>

De acuerdo con la estructuración descrita en 3.4

#### Estructura de acero (A-36)

##### Trabes principales laterales

TP-3	Longitud = 117.24 m
	Area = 0.0386 m <sup>2</sup>
	W = 0.305 t/ml
	Wt = 35.76 ton

TP-2	Longitud = 60 m
	Area = 0.0284 m <sup>2</sup>
	W = 0.224 t/ml
	Wt = 13.46 ton

TP-1	Longitud = 15.4 m
	Area = 0.0237 m <sup>2</sup>
	W = 0.1872 t/ml
	Wt = 2.884 ton

##### Trabes principales centrales

TP-5	Longitud = 117.24 m
	Area = 0.0326 m <sup>2</sup>
	W = 0.2575 t/ml
	Wt = 30.192 ton

TP-5a	Longitud = 60 m
	Area = 0.0250 m <sup>2</sup>
	W = 0.1975 t/ml
	Wt = 11.85 ton

TP-7	Longitud = 15.4 m
	Area = 0.0215 m <sup>2</sup>
	W = 0.1698 t/ml
	Wt = 2.616 ton

W Total por trabes principales: W<sub>t</sub> = 96.76 ton (63.99 kg/m<sup>2</sup>)

##### Trabes secundarias normales

Longitud	= 7.8 m c/u	Son 60 piezas, Wt = 48.42 ton
Area	= 0.0131 m <sup>2</sup> c/u	
W	= 0.1035 t/ml	
W/pieza	= 0.807 ton	

##### Trabes secundarias especiales

Longitud	= 7.8 m c/u	Son 32 piezas, Wt = 30.304 ton
Area	= 0.0154 m <sup>2</sup> c/u	
W	= 0.1215 t/ml	
W/pieza	= 0.947 ton	

W-total por traves secundarias:  $W2 = 78.724 \text{ (52.05 kg/m}^2\text{)}$

Cajas de conexión de cables a traves principales

Cajas de conexión laterales

Peso de cada caja = 750 kg/c.u.

Son 24 cajas laterales

Wt1 = 18.0 ton

Cajas de conexión centrales

Peso de cada caja = 1500 kg

Son 12 cajas

Wt2 = 18.0 ton

W-Total por cajas de conexión:  $W3 = 36.0 \text{ ton (23.81 kg/m}^2\text{)}$

Atiesadores en traves principales

Vol. prom. por atiesador =  $0.00329 \text{ m}^3$

W/pieza = 0.026 ton

Son 368 piezas

W-Total por atiesadores:  $W4 = 9.568 \text{ ton (6.33 kg/m}^2\text{)}$

W-Total de la estructura de acero:  $W\text{-Acero} = 221.052 \text{ ton}$

$W\text{-Acero} = 146 \text{ kg/m}^2 \text{ de puente}$

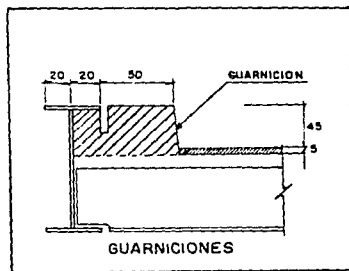
Estructura de concreto reforzado

Losa

Peralte h = 15 cm

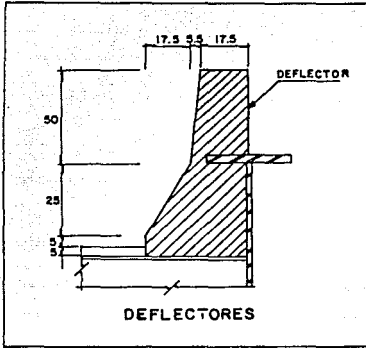
$W\text{-Losa} = 360 \text{ kg/m}^2$

Guarniciones



El peso del espacio  
asciurado para las 2  
guarniciones laterales es:  
 $0.70 \times 0.50 \times 1.0 \times 2.4 \times 2 / 16.10 =$   
 $= 0.10 \text{ T/m}^2$

$W \text{ guarnición} = 104 \text{ kg/m}^2$



Area =  $0.192/m^2$

El peso del espacio asegurado para los 2 deflectores centrales es:

$W = 0.1921 \times 1.0 \times 2.4 \times 2 / 16.10$

$W = 0.057 T/m^2$

W deflector =  $57 \text{ kg/m}^2$

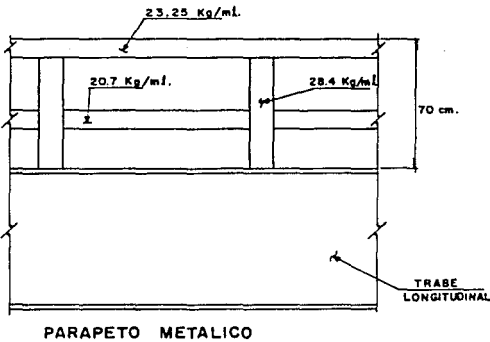
W-Total por estructura de concreto reforzado =  $\frac{W\text{-concreto}}{= 521 \text{ kg/m}^2}$

Carpeta asfáltica

Espesor h = 5 cm

W-carpeta = 100 kg/m

Parapeto metálico ( Acero A-36 )



Peso por metro lineal de parapeto :

$W = 51.9 \text{ kg/ml}$

Peso por metro cuadrado de los parapetos laterales:

W parapeto =  $12 \text{ kg/m}^2$

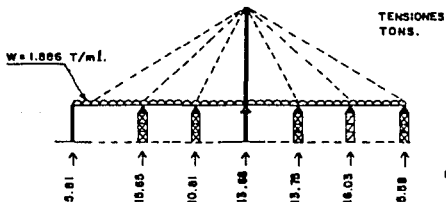
Resumen de cargas consideradas(por m<sup>2</sup> de puente, zona  
atirantada)W kg/m<sup>2</sup>

Losa (h= 15 cm)	360
Carpeta (h= 5 cm)	100
Guarniciones y defectores	157
Estructura de acero	146
Parapeto	12

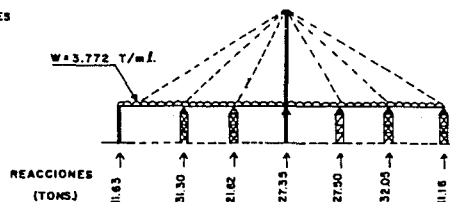
-----  
775 kg/m<sup>2</sup>Valores por etapa para el Puente Rojo GómezI. Primera etapa de tensado de las hileras lateral y central de cables y traveses.

- I.a) Se calculan las reacciones que provocan la estructura de acero y la losa sobre los puntales. Aún no se coloca la pieza central de cierre. Se supone un puntal bajo cada punto de la trabe donde se colocarán cables. Se muestra únicamente una de las partes (sur o norte) del puente al ser este simétrico. No se considera aún la existencia de cables.

HILERA LATERAL

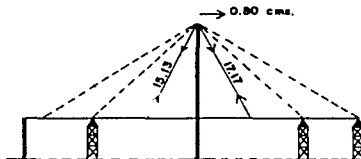


HILERA CENTRAL

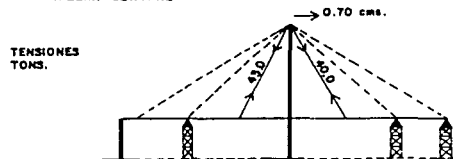


- I.b) Se calculan las tensiones para los cables de la 1a. fase de tensado y se analizan sus efectos al aplicarlas en forma simultánea. Observese el pequeño desequilibrio provocado en la columna. Al final de esta fase ya no existen los puntales adyacentes a los cables tensados y la estructura se modifica.

HILERA LATERAL

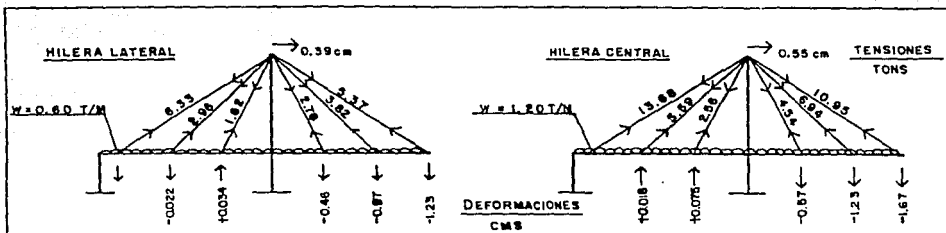


HILERA CENTRAL

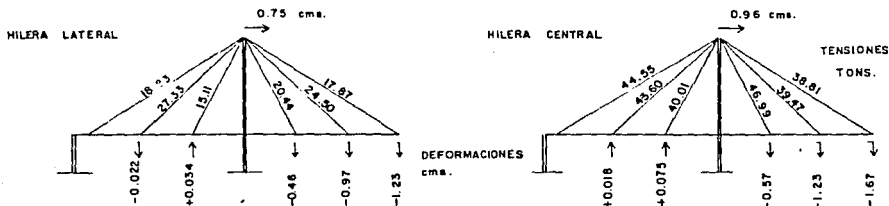


Luego de terminar la 1a. etapa de tensado para los cables laterales y centrales se colocan las siguientes cargas sobre la estructura, estas son las guarniciones y los deflectores.

En las siguientes figuras se indican los efectos provocados por las guarniciones y los deflectores.



Estos efectos se suman al estado final de la 1a. etapa de tensado. Como se ve la estructura ya presenta una cierta deformación. Las tensiones en los cables se van incrementando y con ello su módulo E equivalente, y poco a poco la estructura se va haciendo más rígida.



## II. Segunda etapa de tensado de las hileras lateral y central de cables y traveses

A continuación indicaremos cuales son los valores que se utilizan para determinar las tensiones de la 2a. etapa por medio del sistema de ecuaciones ya descrito.

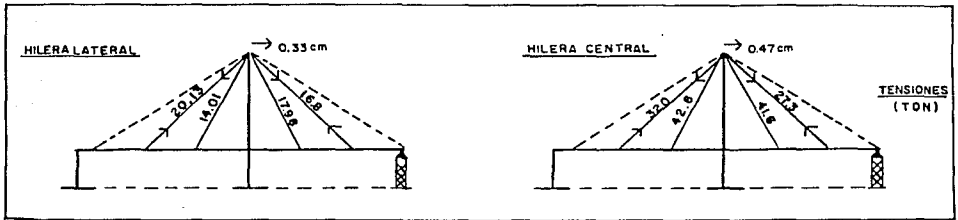
La deformación por corregirse es aquella provocada por las cargas que se aplican después de la 1a. etapa de tensado (guarnición) y también por las aplicadas después de la 2a. etapa, las cuales son pieza de cierre con su losa y guarnición, y la carpeta sobre todo el puente.

En la siguiente figura se muestran las deformaciones provocadas por las guarniciones, la pieza de cierre con su losa y la carpeta.

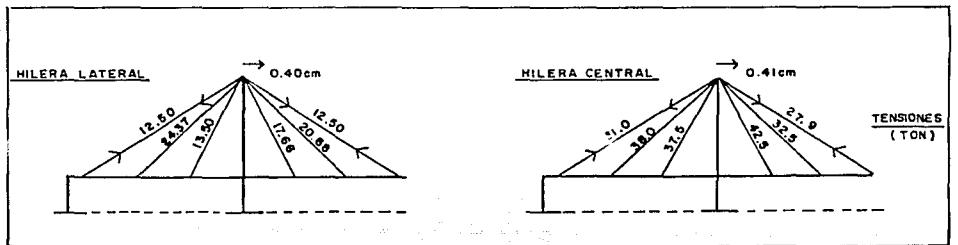


Como puede verse, a pesar de que la hilera central de cables y traves recibe el doble de carga que una de las hileras laterales, las tensiones necesarias en los cables no son exactamente del doble debido a la diferente rigidez de los mástiles, que se puede verificar en el orden de los desplazamientos.

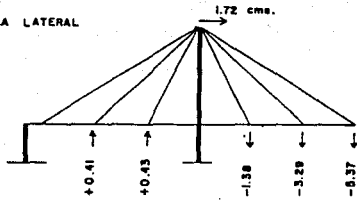
- I.c) Se calculan las tensiones para los cables de la 2a. fase de tensado y se analizan sus efectos al aplicarlas en forma simultánea. Ahora la deformación producida en el mástil provoca la variación de las tensiones en los cables tensados en la 1a. fase. Los efectos de aplicar estas nuevas tensiones se suman al estado anterior. Se retiran los puntales adyacentes a los cables tensados.



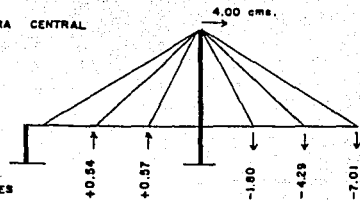
- I.d) Se calculan las tensiones para los cables de la 3a. fase de tensado y se analizan sus efectos al aplicarlas en forma simultánea. Nuevamente la deformación inducida en el mástil provoca una variación de las tensiones de los cables tensados en las fases anteriores. Los efectos de esta 3a. fase de tensado se suman al estado final de la 2a. fase. Al finalizar esta etapa ya no existen puntales bajo el puente y la estructura presenta aproximadamente el perfil de proyecto.



HILERA LATERAL



HILERA CENTRAL

DEFORMACIONES  
cms.

A continuación se indican los efectos de aplicar tensiones unitarias en cada uno de los cables.

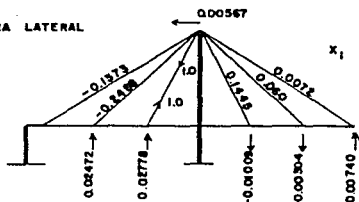
En las siguientes figuras:

Tensiones	ton
Desplazamientos	cms
Signo +	tensión
Signo -	compresión

$X_1, X_2, X_3 \dots$  etc, indican las incógnitas con las cuales se asocian los estados originados por las fuerzas unitarias para formar los sistemas de ecuaciones con los que se obtendrán las tensiones de la 2a. etapa de tensado.

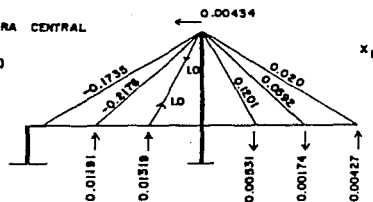
HILERA LATERAL

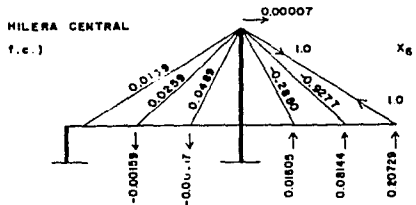
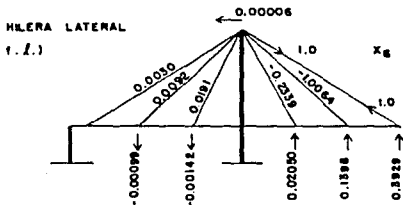
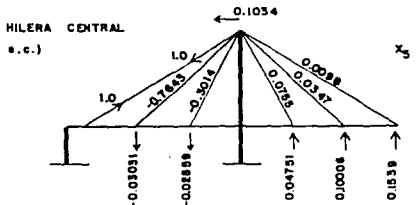
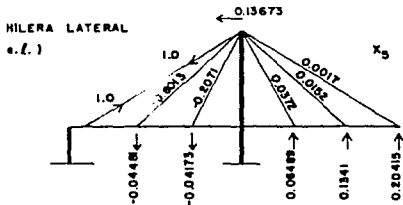
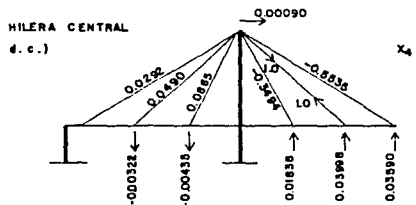
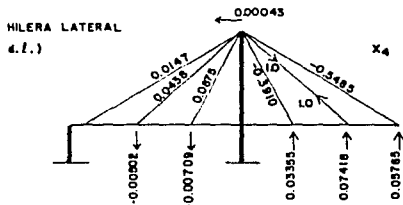
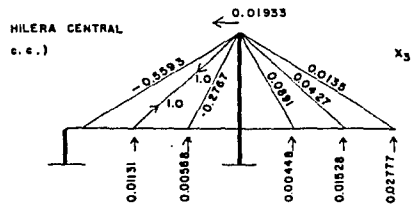
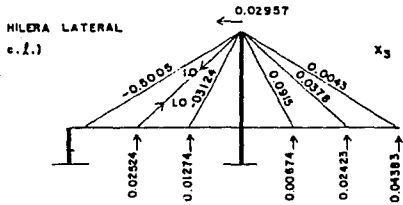
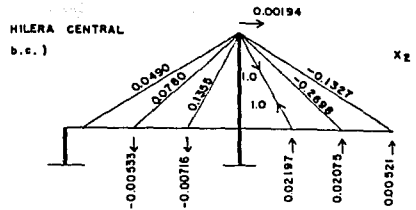
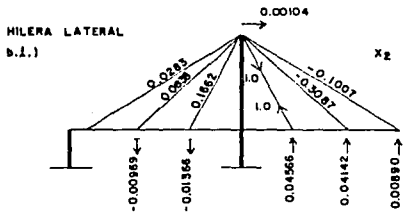
e. (.)



HILERA CENTRAL

e. e.)





Una vez que se conocen los efectos de aplicar tensiones unitarias en cada uno de los cables, así como los efectos que provocan las cargas cuyas deformaciones se desean equilibrar podemos formar el sistema de ecuaciones que permitirá sumar los efectos combinados (deformaciones) e igualar su suma a cero.

Sistema de ecuaciones (para deformación).

Hilera lateral.

$$\begin{aligned}
 &0.02472 X_1 - 0.00969 X_2 + 0.02524 X_3 - 0.00502 X_4 - 0.04481 X_5 - 0.00099 X_6 + 0.4087 = 0 \\
 &0.02778 X_1 - 0.01366 X_2 + 0.01274 X_3 - 0.00709 X_4 - 0.04173 X_5 - 0.00142 X_6 + 0.4299 = 0 \\
 -0.01009 X_1 &+ 0.04566 X_2 + 0.00674 X_3 + 0.03355 X_4 + 0.06489 X_5 + 0.02050 X_6 - 1.3834 = 0 \\
 -0.00304 X_1 &+ 0.04142 X_2 + 0.02423 X_3 + 0.07418 X_4 + 0.1341 X_5 + 0.1398 X_6 - 3.2947 = 0 \\
 0.00740 X_1 &+ 0.00890 X_2 + 0.04383 X_3 + 0.05765 X_4 + 0.20415 X_5 + 0.3929 X_6 - 5.3735 = 0
 \end{aligned}$$

Tenemos un sistema de 5 ecuaciones con 6 incógnitas por lo que proponemos una de ellas ( $X_5$ , que corresponde a la fuerza del cable más largo). Esta fuerza debe ser lo suficientemente grande para corregir el desplazamiento que se genera en el mástil y provocar en el tirante en cuestión un módulo de elasticidad grande para aumentar en general la rigidez de la estructura.

Al proponer un valor para  $X_5$  la solución del sistema de ecuaciones debe ser tal que no se obtengan valores negativos, lo cual significaría destensar alguno de los cables.

En base a lo anterior proponemos  $X_5$ , lo pasamos del otro lado del sistema (como término independiente) junto con la deformación provocada por las cargas sobre el puente para solucionarlo.

El sistema queda de la siguiente forma:

$$\begin{aligned}
 0.02472 X_1 - 0.00969 X_2 + 0.02524 X_3 - 0.00502 X_4 - 0.00099 X_6 &= -0.4087 + 0.04481 X_5 \\
 0.02778 X_1 - 0.01366 X_2 + 0.01274 X_3 - 0.00709 X_4 - 0.00142 X_6 &= -0.4299 + 0.04173 X_5 \\
 -0.01009 X_1 + 0.04566 X_2 + 0.00674 X_3 + 0.03355 X_4 + 0.02050 X_6 &= 1.3834 - 0.06489 X_5 \\
 -0.00304 X_1 + 0.04142 X_2 + 0.02423 X_3 + 0.07418 X_4 + 0.1398 X_6 &= 3.2947 - 0.1341 X_5 \\
 0.00740 X_1 + 0.00890 X_2 + 0.04383 X_3 + 0.05765 X_4 + 0.3929 X_6 &= 5.3735 - 0.2045 X_5
 \end{aligned}$$

Una solución adecuada se obtiene por tanteos hasta obtener valores convenientes.

Se llaman valores convenientes a aquellos positivos, uniformes y lo más grandes posible (para aumentar la rigidez de la tirantes) que no provoquen un desplazamiento muy grande en el mástil y que originen un estado de esfuerzos conveniente en las trabeas.

Para el sistema anterior si  $X_5 = 13.70$  ton (tensión) se obtiene la siguiente solución que podemos considerar adecuada.

$$\begin{array}{ll} X_1 = 7.50 \text{ ton} & X_4 = 6.9006 \text{ ton} \\ X_2 = 4.631 \text{ ton} & X_5 = 13.70 \text{ ton (fue propuesta)} \\ X_3 = 4.128 \text{ ton} & X_6 = 4.837 \text{ ton} \end{array}$$

De forma que éstas son las tensiones que se deben aplicar a los tirantes para que sumados sus efectos produzcan el estado de esfuerzos y deformaciones conveniente para la estructura.

Exactamente de la misma manera procedemos para los cables centrales del puente.

Sistema de ecuaciones (para deformación)

Hilera central

$$\begin{array}{l} 0.01191 X_1 - 0.00533 X_2 + 0.01131 X_3 - 0.00322 X_4 - 0.03031 X_5 - 0.00159 X_6 + 0.53734 = 0 \\ 0.01319 X_1 - 0.00716 X_2 + 0.00568 X_3 - 0.00435 X_4 - 0.02859 X_5 - 0.00217 X_6 + 0.57346 = 0 \\ -0.00531 X_1 + 0.02197 X_2 + 0.00448 X_3 + 0.01838 X_4 + 0.04751 X_5 + 0.01605 X_6 - 1.7984 = 0 \\ -0.00174 X_1 + 0.02075 X_2 + 0.01528 X_3 + 0.03998 X_4 + 0.10006 X_5 + 0.08144 X_6 - 4.2881 = 0 \\ 0.00427 X_1 + 0.00052 X_2 + 0.02777 X_3 + 0.03590 X_4 + 0.1539 X_5 + 0.20729 X_6 - 7.0143 = 0 \end{array}$$

Ordenando el sistema para solucionarlo de acuerdo al criterio descrito para la hilera lateral de cables se obtiene:

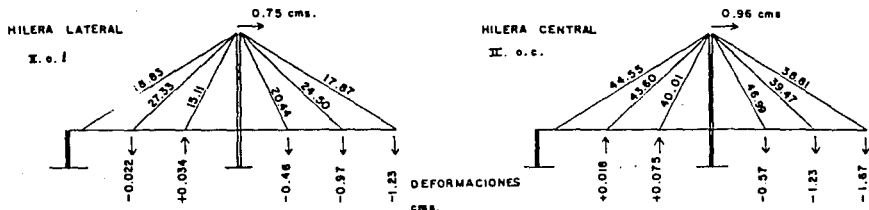
$$\begin{aligned}
 0.01191 X_1 - 0.00533 X_2 + 0.01131 X_3 - 0.00322 X_4 - 0.00159 X_6 &= -0.53734 + 0.03031 X_5 \\
 0.01319 X_1 - 0.00716 X_2 + 0.00568 X_3 - 0.00435 X_4 - 0.00217 X_6 &= -0.57346 + 0.02859 X_5 \\
 -0.00531 X_1 + 0.02197 X_2 + 0.00442 X_3 + 0.01833 X_4 + 0.01605 X_6 &= 1.7984 - 0.04751 X_5 \\
 -0.00174 X_1 + 0.02075 X_2 + 0.01528 X_3 + 0.03998 X_4 + 0.08144 X_6 &= 4.2881 - 0.10006 X_5 \\
 0.00427 X_1 + 0.00521 X_2 + 0.02777 X_3 + 0.03590 X_4 + 0.20729 X_6 &= 7.0143 - 0.1539 X_5
 \end{aligned}$$

Proponemos  $X_5 = 22.59$  ton (tensión).  $X_5$  esta asociada a la tensión del cable más largo; la solución queda:

$$\begin{aligned}
 X_1 &= 16.0 \text{ ton} & X_4 &= 16.4495 \text{ ton} \\
 X_2 &= 12.2941 \text{ ton} & X_5 &= 22.59 \text{ ton (se propuso)} \\
 X_3 &= 8.44614 \text{ ton} & X_6 &= 12.4466 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Una vez que se conocen las tensiones a aplicar durante la segunda etapa de tensado se mencionará como se ha obtenido el estado final de fuerzas y deformaciones para las hileras laterales y central de cables y trabes.

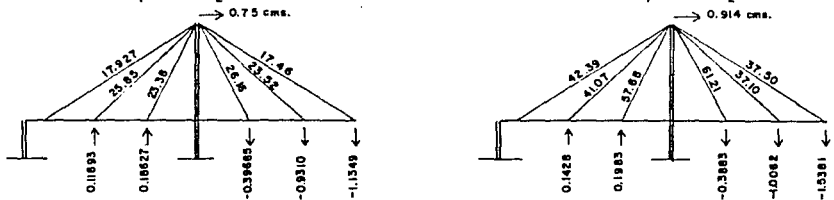
Después de haber realizado la primera etapa de tensado y eliminado los puntales se colaron las garniciones y deflector sobre el puente adquiriendo la estructura el siguiente estado:



A estas condiciones se les suman las que provocan las tensiones aplicadas en los tirantes, antes calculadas. Como se recordará, estas tensiones se aplican por fases, durante cada fase se tensa en forma simultánea un grupo de cables, como se muestra en los siguientes esquemas. Al estado II. o se le suma el estado a. l. o a. c. multiplicados por  $X_1$ , luego se le suma el b. l. ó b. c. multiplicados por  $X_2$ , y así sucesivamente.

$$\text{II. l. l.} = \text{I. o. l.} + a. l. X_1 + b. l. X_2$$

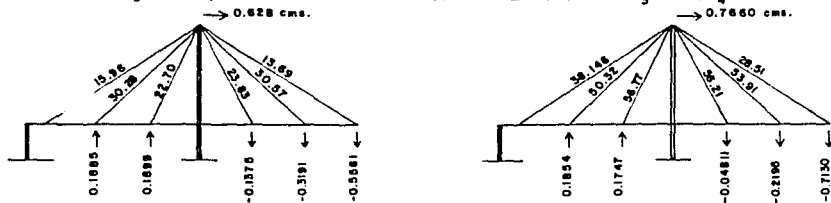
$$\text{II. l. c.} = \text{I. o. c.} + a. c. X_1 + b. c. X_2$$



ESTADO AL TERMINAR LA 1ª FASE DE LA 2ª ETAPA DE TENSADO.

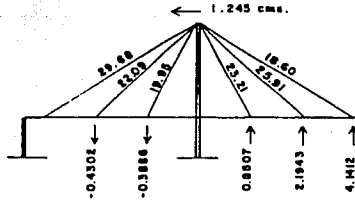
$$\text{II. 2. l.} = \text{II. l. l.} + c. l. X_3 + d. l. X_4$$

$$\text{II. 2. c.} = \text{II. l. c.} + c. c. X_3 + d. c. X_4$$

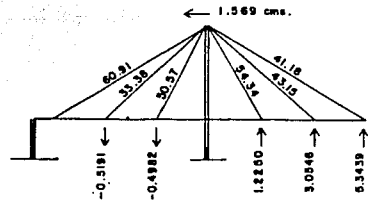


ESTADO AL TERMINAR LA 2ª FASE DE LA 2ª ETAPA DE TENSADO

$$H. 3. l. = H. 2. l. + e. l. X_g + f. l. X_g$$



$$H. 3. c. = H. 2. c. + e. c. X_g + F. c. X_g$$



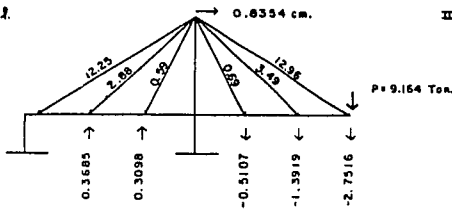
ESTADO AL TERMINAR LA 3a. FASE DE LA 2a. ETAPA DE TENSADO

Obsérvese como al terminar la 2a. etapa de tensado la estructura, en general, presenta una contraflecha para contrarrestar la deformación que provocarán las cargas restantes y que son la pieza central que une ambos lados del puente, con su losa y guarnición, y una vez colocada ésta, la carpeta a todo lo largo del puente.

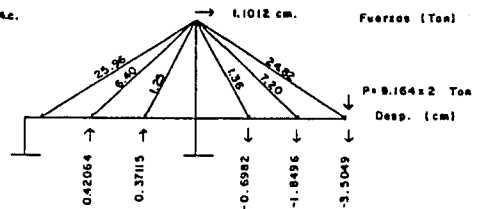
HILERA LATERAL

EFEITOS DE COLOCAR LA PIEZA DE CIERRE

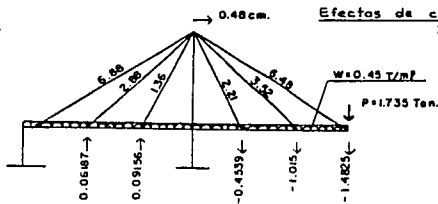
II. 4. f.



II. 4. c.

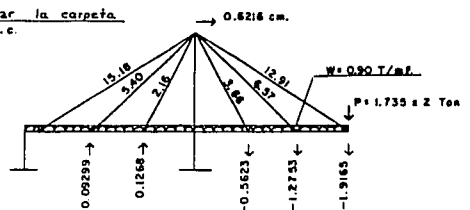


II. 5. f.



Efectos de colocar la carpeta

II. 5. c.

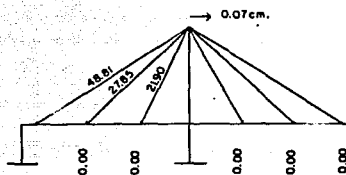




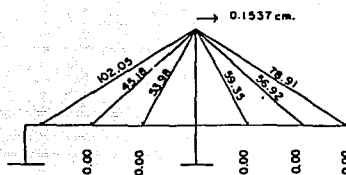
ESTADO FINAL DE LA ESTRUCTURA

$$\text{H. 6. l.} = \text{H. 3. l.} + \text{H. 4. l.} + \text{H. 5. l.}$$

$$\text{H. 6. c.} = \text{H. 3. c.} + \text{H. 4. c.} + \text{H. 5. c.}$$



HILERA LATERAL



HILERA CENTRAL

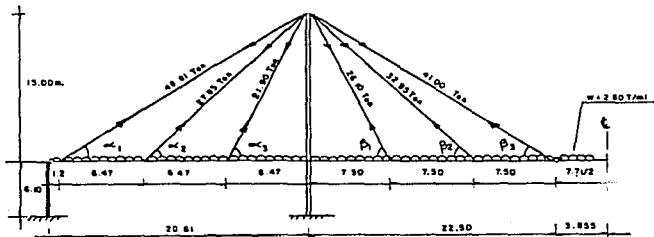
Como se ve, la estructura presenta prácticamente la geometría de proyecto.

A partir de las tensiones finales se analizan las traveses para obtener los diagramas de elementos mecánicos por carga permanente, tanto para las hileras laterales como las centrales.

Para el análisis de las traveses los modelos se pueden simplificar de la siguiente manera:

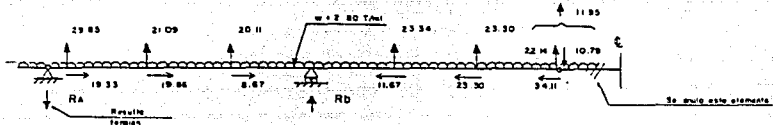
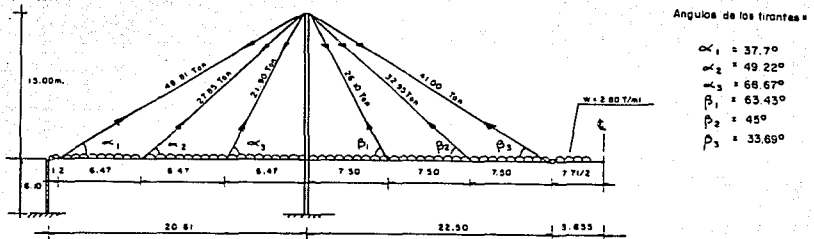
En la siguiente figura se muestra la geometría y las tensiones por carga permanente de la mitad de la zona atirantada lateral del puente:

Geometría para la hilera lateral del puente y tensiones por carga permanente



Ángulos de los frentes =

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 37.7^\circ \\ \alpha_2 &= 49.22^\circ \\ \alpha_3 &= 66.67^\circ \\ \beta_1 &= 63.43^\circ \\ \beta_2 &= 45^\circ \\ \beta_3 &= 33.69^\circ \end{aligned}$$



Modelo simplificado.

En el modelo simplificado únicamente se indican las componentes de las fuerzas que actúan sobre la trabe lateral del puente. Para simplificar el análisis se trabaja sólo con la parte sur del puente, dado que la parte norte es idéntica y están separadas por una pieza doblemente articulada.

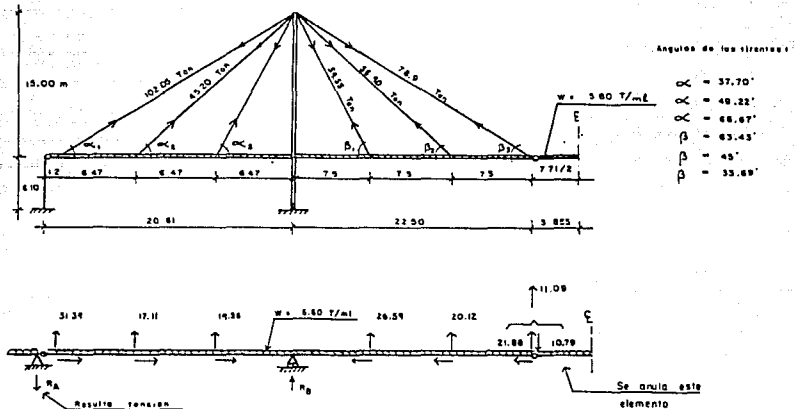
Obtener para el modelo simplificado los diagramas de elementos mecánicos resulta mucho más sencillo y fácil de verificar.

La trabe tiene una curvatura propia del perfil del puente que es mínima, por lo que se puede analizar como un elemento recto.

Los diagramas de elementos mecánicos para cargas permanentes (peso propio + tensiones adicionales) así obtenidos se suman a los de carga viva (vehículo en movimiento) para obtener las condiciones de diseño.

El mismo proceso de simplificación se realiza para el análisis de la hilera central de traveses.

Geometría para la hilera central del puente  
y tensiones por carga permanente



4.4.6 Diagramas de elementos mecánicos

A partir del estado final de fuerzas por carga permanente en la zona atirantada del puente, obtenidos sumando los resultados parciales de cada etapa del proceso de cargas y tensados, se obtuvieron los diagramas de elementos mecánicos para las traves principales laterales y centrales del puente; de acuerdo con el procedimiento descrito en el presente capítulo.

Se presentan a continuación los diagramas de elementos mecánicos de las traves principales de la zona atirantada del puente Rojo Gómez obtenidos para la condición de carga permanente, (carga muerta más tensiones adicionales).

Se presentan además los diagramas de elementos mecánicos para las mismas traveses principales para la condición de carga muerta sin tensiones adicionales. Como se recordará, los objetivos de las tensiones adicionales son: mejorar la condición de esfuerzos de las traveses longitudinales y eliminar la deformación producida por la carga muerta en la zona atirantada del puente. (Ver figuras 4.4.6.1 y 4.4.6.2 y 4.4.6.3 y 4.4.6.4).

Las figuras 4.4.6.1 y 4.4.6.2. corresponden a los diagramas de elementos mecánicos por carga permanente para las traveses lateral y central, respectivamente. Las figs. 4.4.6.3. y 4.4.6.4. corresponden a los diagramas de elementos mecánicos por carga muerta (peso propio) en las traveses lateral y central, respectivamente.

De la comparación de los diagramas se puede afirmar lo siguiente:

Al aplicar las tensiones adicionales se elimina el gran momento negativo que se presenta en la zona del mástil por carga muerta, modificándolo de manera que pasa a ser positivo. Esto resulta favorable, porque en esa zona se concentran los mayores momentos negativos por carga viva y esto conduciría a una condición de diseño menos conveniente.

En las demás zonas los elementos mecánicos se uniformizan, lo cual también resulta conveniente. Al aplicar las tensiones adicionales las fuerzas axiales no se incrementan, de hecho son prácticamente las mismas.

# PUENTE ROJO GOMEZ

DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS PARA CARGA PERMANENTE TRABE LATERAL

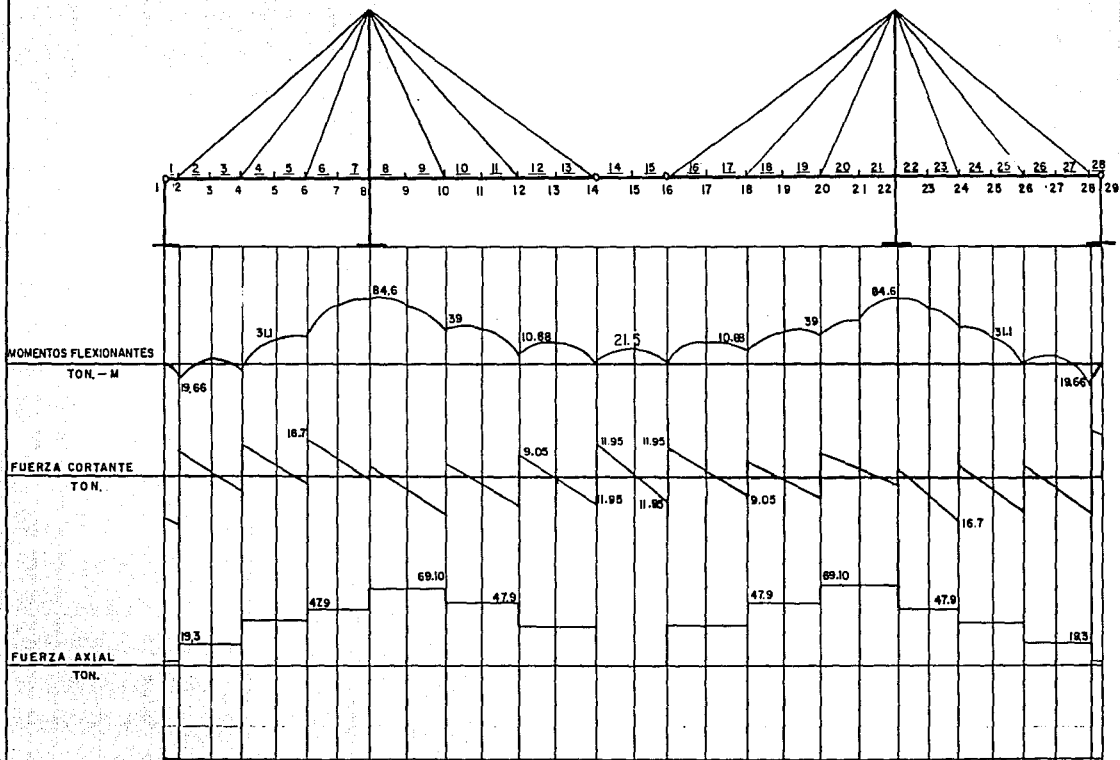


FIG. 4.4.6.1

# PUENTE ROJO GOMEZ

DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS PARA CARGA PERMANENTE TRABE LATERAL

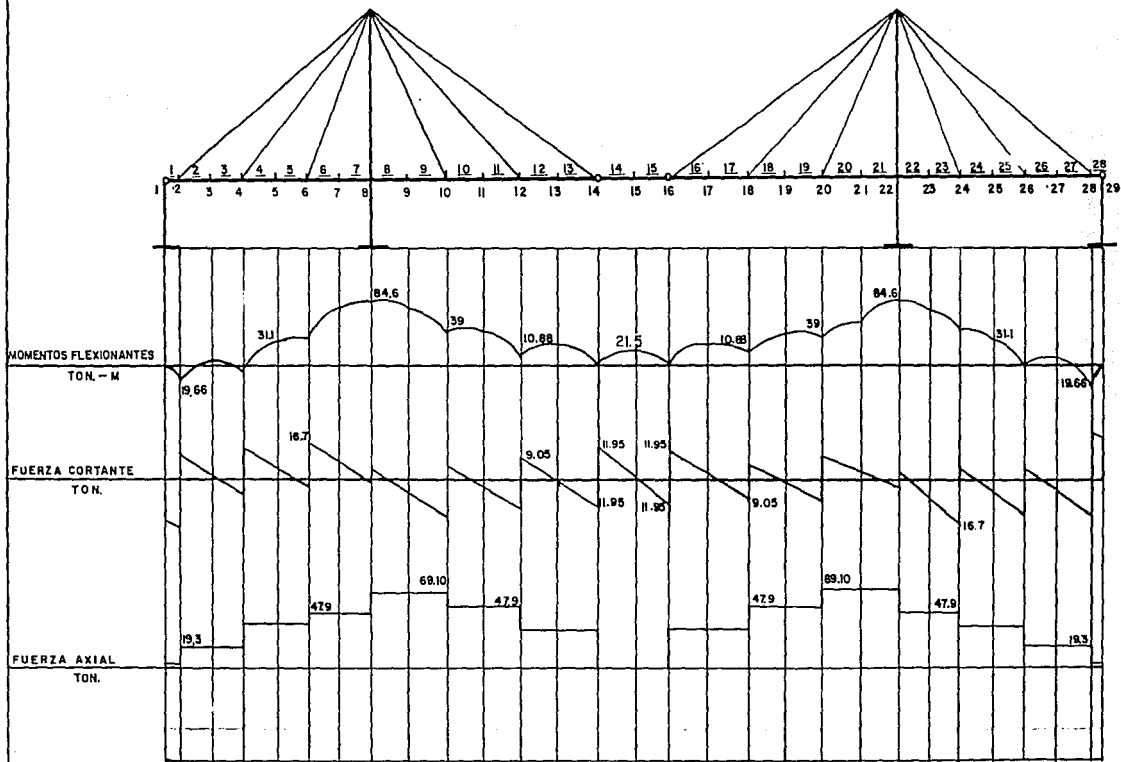


FIG.4.4.6.1

# PUENTE ROJO GOMEZ

DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS PARA CARGA PERMANENTE TRABE CENTRAL

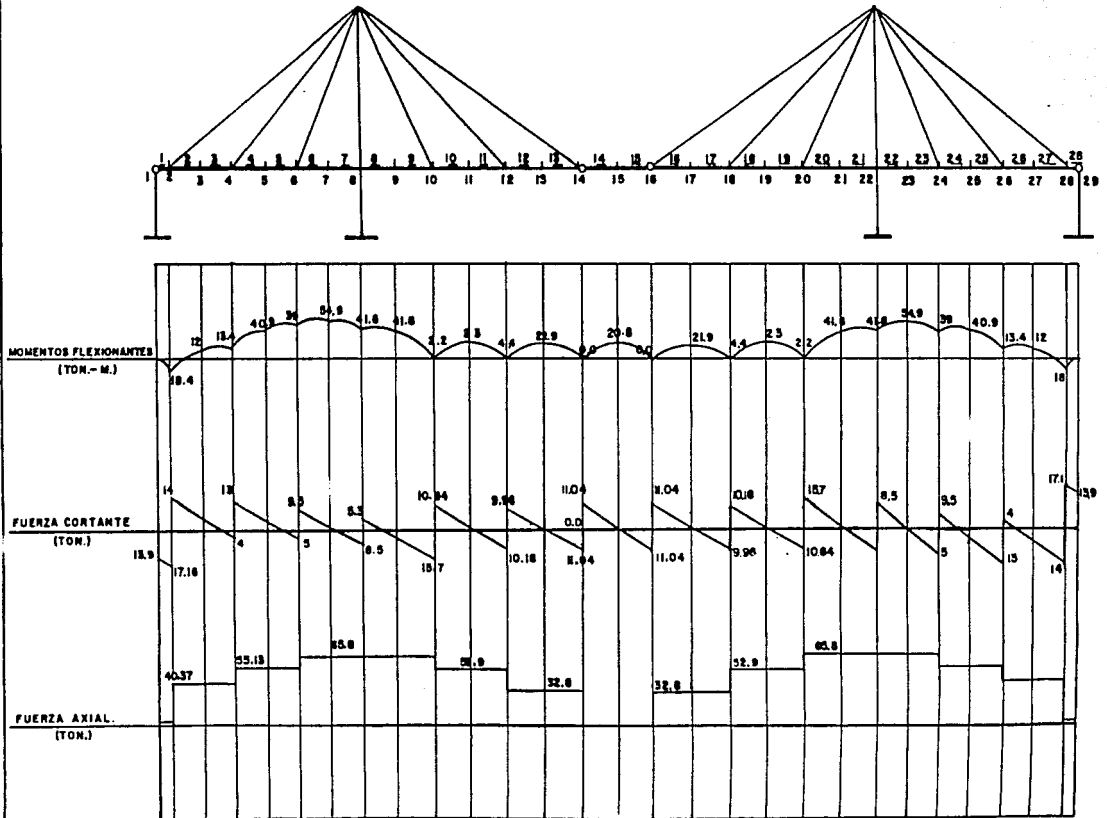


FIG. 4.4.62

# PUENTE ROJO GOMEZ

## DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS PARA CARGA MUERTA TRABE LATERAL

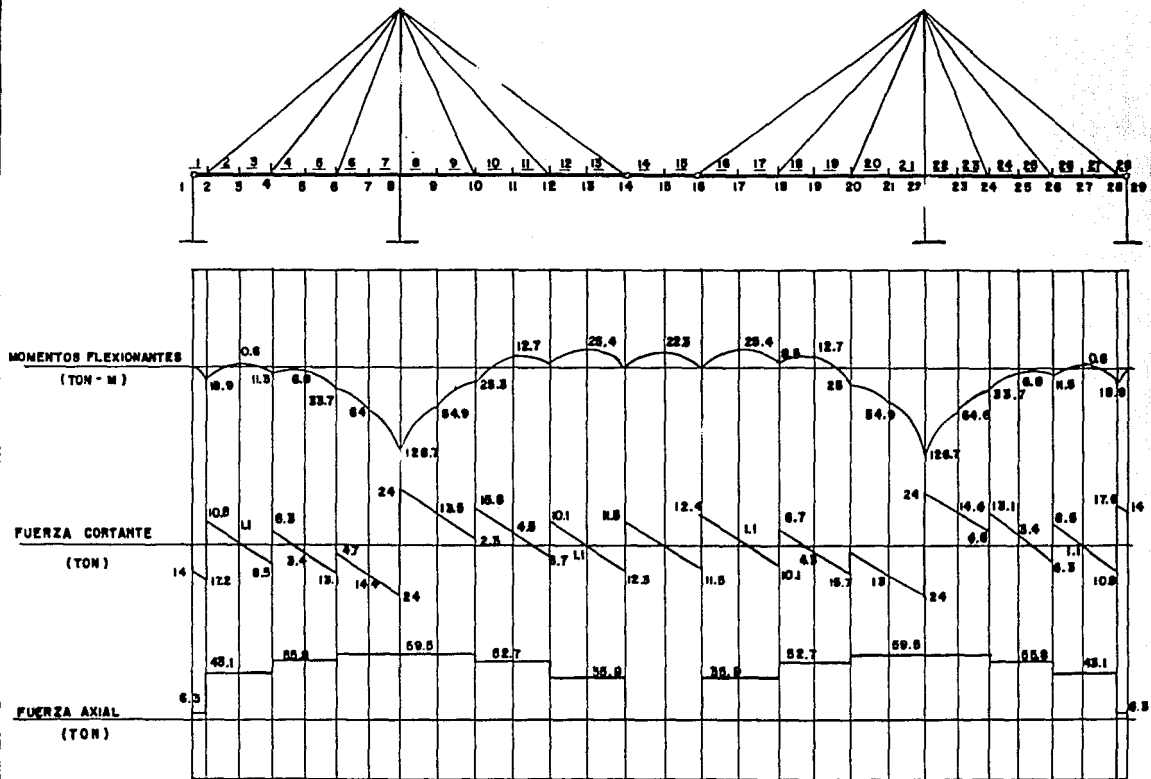


FIG. 4.4.6.3



# PUENTE ROJO GOMEZ

DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS PARA CARGA MUERTA PARA  
TRASE CENTRAL

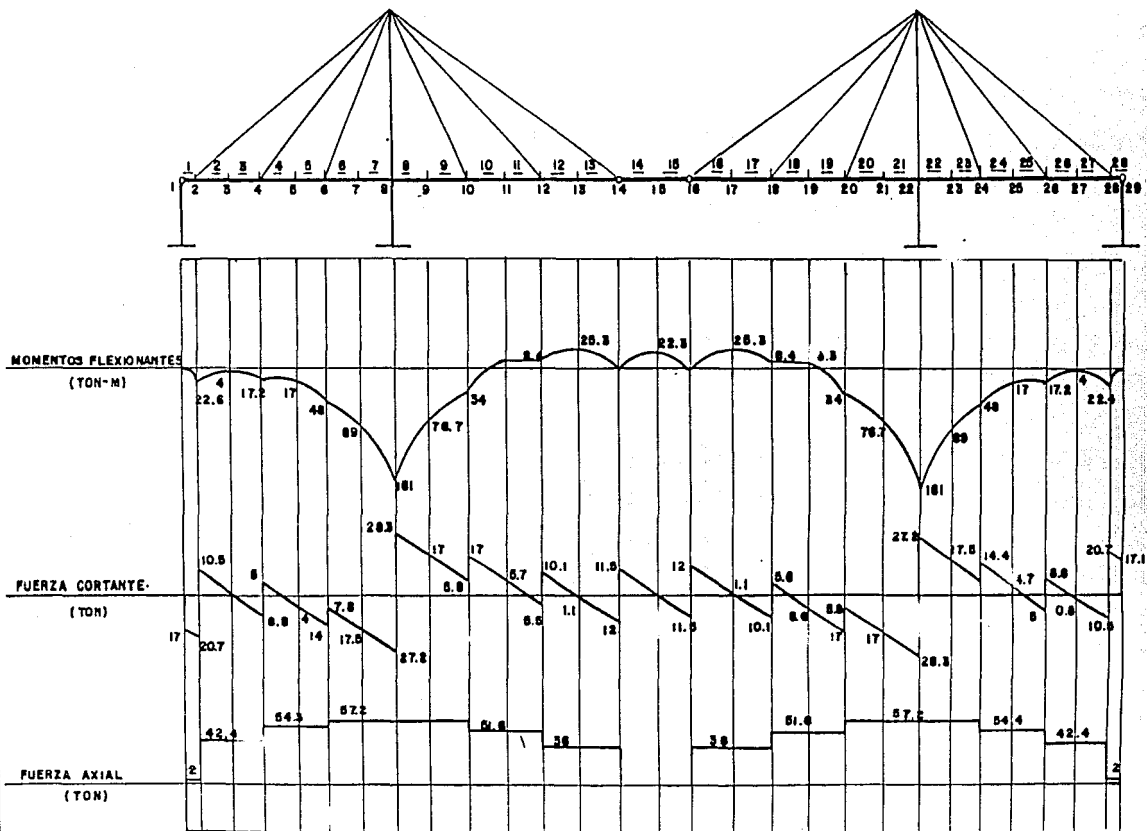


FIG. 4.4.6.4

#### 4.5 Análisis por carga viva

##### 4.5.1 Consideraciones generales

La carga viva que actúa sobre los puentes la integran los vehículos en movimiento.

Para los puentes sobre la Calz. I. Zaragoza la carga viva de diseño utilizada fue el vehículo tipo HS20-44 definido en las normas AASHTO (cuyas características detallamos en el capítulo 2.4. "Consideraciones de diseño") y además se revisaron los efectos que produce un camión T3-S2-R4 definido en las normas SCT (también se indican sus características en el cap. 2.4).

Las especificaciones AASHTO mencionan que se debe revisar la carga HS20-44, ya sea tomando en cuenta un solo camión por carril de tránsito en las posiciones que provoquen los efectos más desfavorables ó una carga lineal (combinada con ciertas cargas concentradas) que representa un tren de carga (también denominada (HS20-44).

En el caso de puentes de claros relativamente cortos, como es el nuestro, son más importantes los efectos de un solo camión en movimiento por carril que la carga lineal especificada, por lo que se diseñó para los efectos de ese vehículo tipo.

Es importante indicar que la estructura del puente es ligera, por lo que la carga viva adquiere mucha mayor importancia en el análisis y el diseño, sobre todo para tomarlo en cuenta en los efectos de fatiga.

#### 4.5.2. Análisis mediante computadora (Programa M-Strudl) para carga viva

Para obtener los efectos de una carga móvil debemos recurrir a las "líneas de influencia".

El programa M-Strudl tiene la cualidad de calcular y representar gráficamente las líneas de influencia (mediante el uso del "M-Strudl by Cast"), así como indicar específicamente que posición de carga en movimiento provocó el efecto máximo o mínimo en cualquier elemento o nodo de la estructura idealizada.

Indicaremos a continuación las instrucciones para, mediante el programa M-Strudl, generar un conjunto de cargas en movimiento y calcular sus efectos:

- |  |  |
|--|--|
| a) Stiffness analysis  | Para colocarnos en la región de análisis del programa  |
| b) Moving load camion<br>p 3.63 14.53 14.53<br><br>space 4.27 4.27 | Para indicar que existe una carga llamada camión con 3 ejes (cada uno pesa 3.63 ton, 14.53 ton y 14.53 ton) con una separación entre ellos de 4.27 m y que corresponde al vehículo HS20-44 de la AASHTO. |
| c) Load camion   | Para que identifique la carga  |
| d) Generate camion member<br>1 to 28 step 2                        | Para que recorra la carga "camion" desde el elemento 1 al 28 con posiciones deteniéndose a cada 2 m.   |

Utilizando diferentes instrucciones para la salida de datos se pueden obtener los elementos mecánicos máximos y mínimos para cada elemento, ó todos los elementos producidos por las posiciones de camión generadas, etc. En este caso presentamos los diagramas de elementos máximos y mínimos para las traveses principales de la zona atirantada del puente, que son los que combinaremos con los de cargas permanentes para la condición de diseño.

#### 4.5.3. Diagramas de elementos mecánicos

A continuación se presentan las envolventes de elementos mecánicos máximos y mínimos para carga viva de las traves principales de la zona atirantada del puente vehicular Rojo Gómez, los cuales se dibujaron graficando directamente los valores obtenidos del análisis por medio del programa M-Strudl moviendo un camión tipo HS20-44 a cada 2 m a lo largo de las traves principales en 2 direcciones de tránsito, una de norte a sur y otra de sur a norte.

No se incluye el factor de impacto en dichos diagramas, para la combinación con los elementos mecánicos por cargas permanentes se les debe aplicar el factor de impacto (impacto = 1.3, aproximadamente).

Para diseñar algún elemento se combinan los elementos mecánicos por carga permanente con los provocados por una posición de camión, aquella que haya producido algún efecto particularmente desfavorable en ese elemento.

El obtener las envolventes de elementos mecánicos sirve principalmente para elegir aquellos elementos más solicitados, pero no representa un diagrama que pueda sumarse o combinarse directamente para obtener una condición de diseño, ya que una posición de vehículo que origina el momento máximo en una sección del puente no produce la máxima fuerza axial o el máximo cortante en la misma zona.

Las figs. 4.5.3.1 y 4.5.3.2. corresponden a las envolventes de elementos mecánicos por carga viva para las traves laterales del puente. Las figs. 4.5.3.3. y 4.5.3.4. corresponden a las envolventes por carga viva para las traves centrales.

Como se puede observar, el sentido del tránsito no modifica sustancialmente los elementos mecánicos.

# PUENTE ROJO GOMEZ

DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS PARA CARGA VIVA ENVOLVENTE  
PARA TRÁBE LATERAL

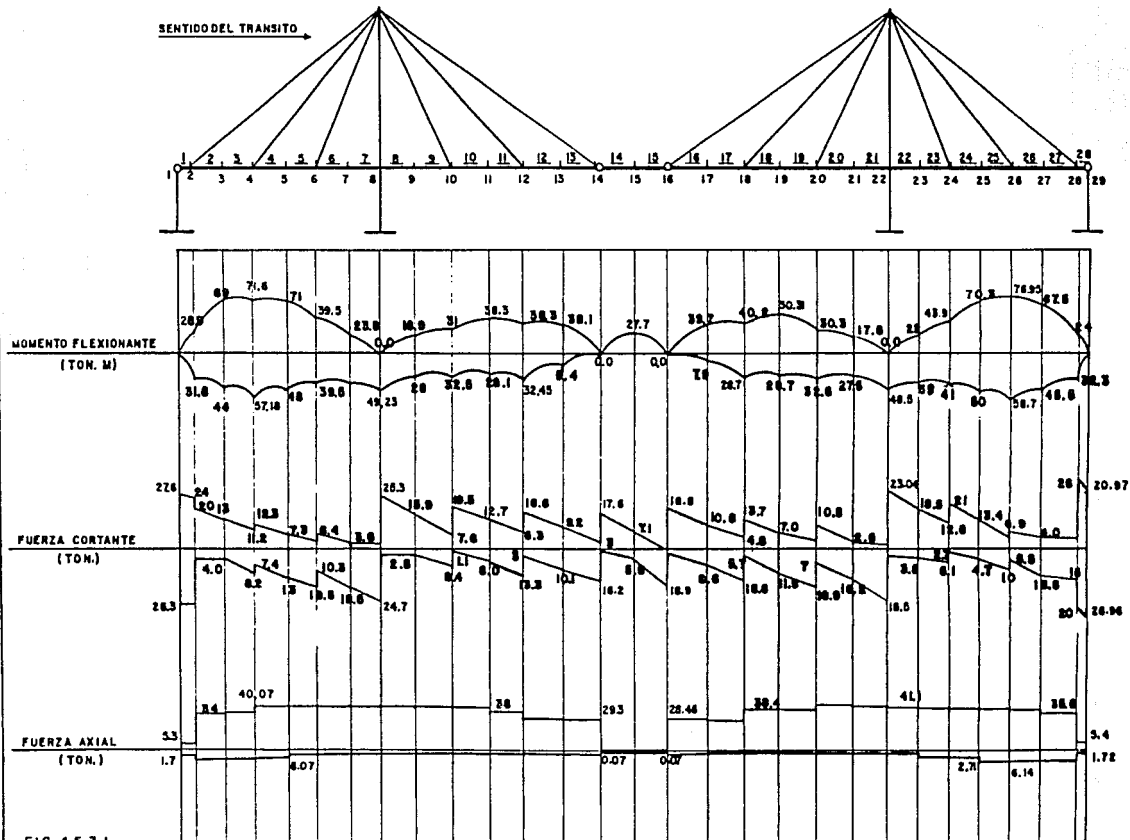


FIG. 4.5.3.1

# PUENTE ROJO GOMEZ

DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS PARA CARGA VIVA ENVOLVENTES  
PARA TRABE LATERAL

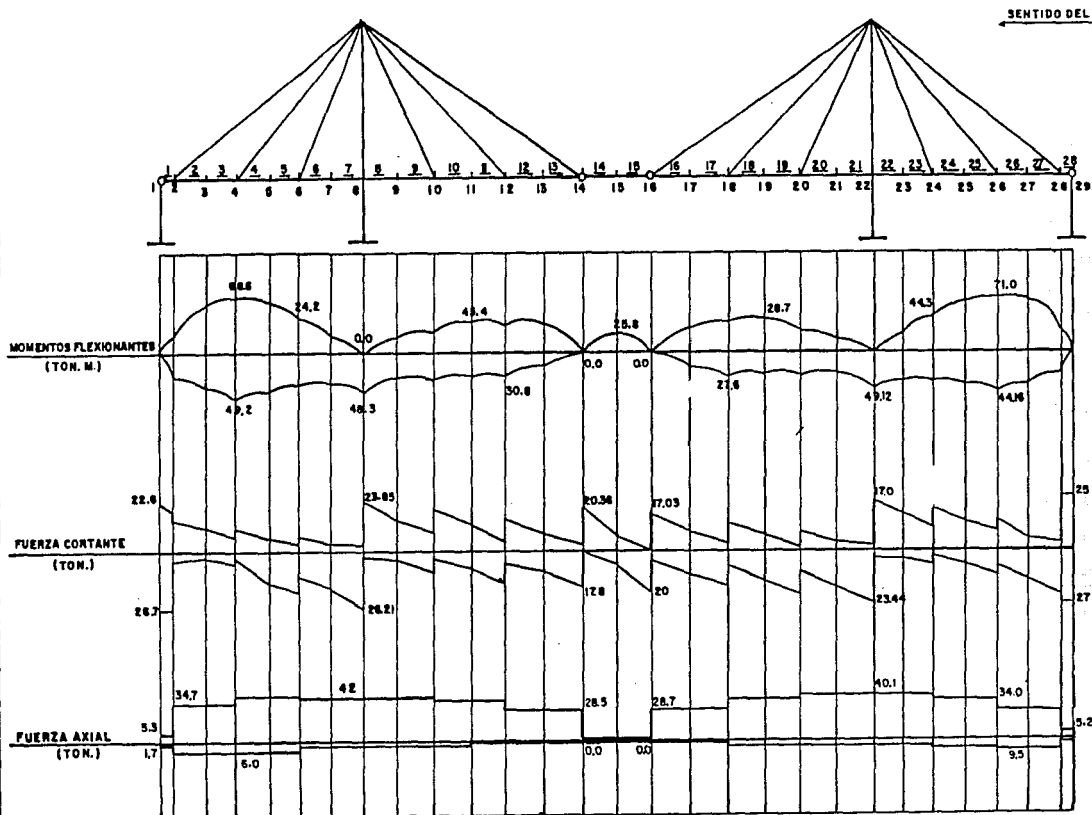


FIG. 4.5.3.2

# PUENTE ROJO GOMEZ

DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS PARA CARGA VIVA ENVOLVENTE  
PARA TRABE CENTRAL

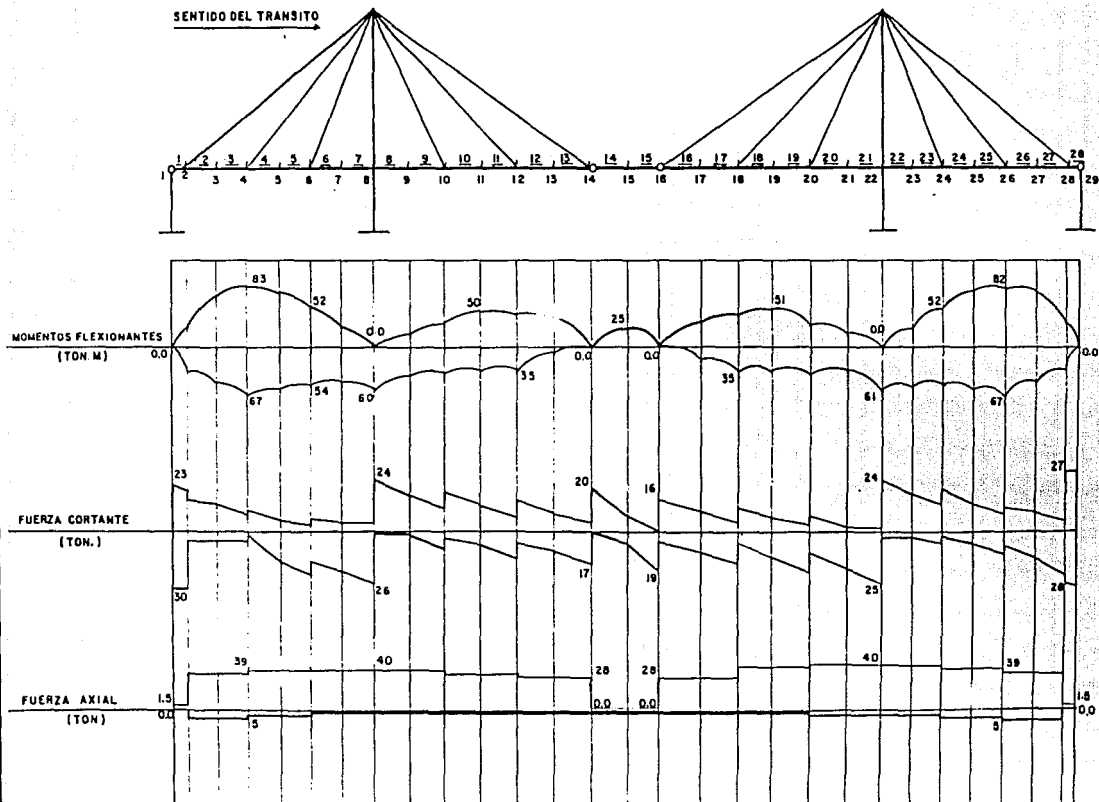
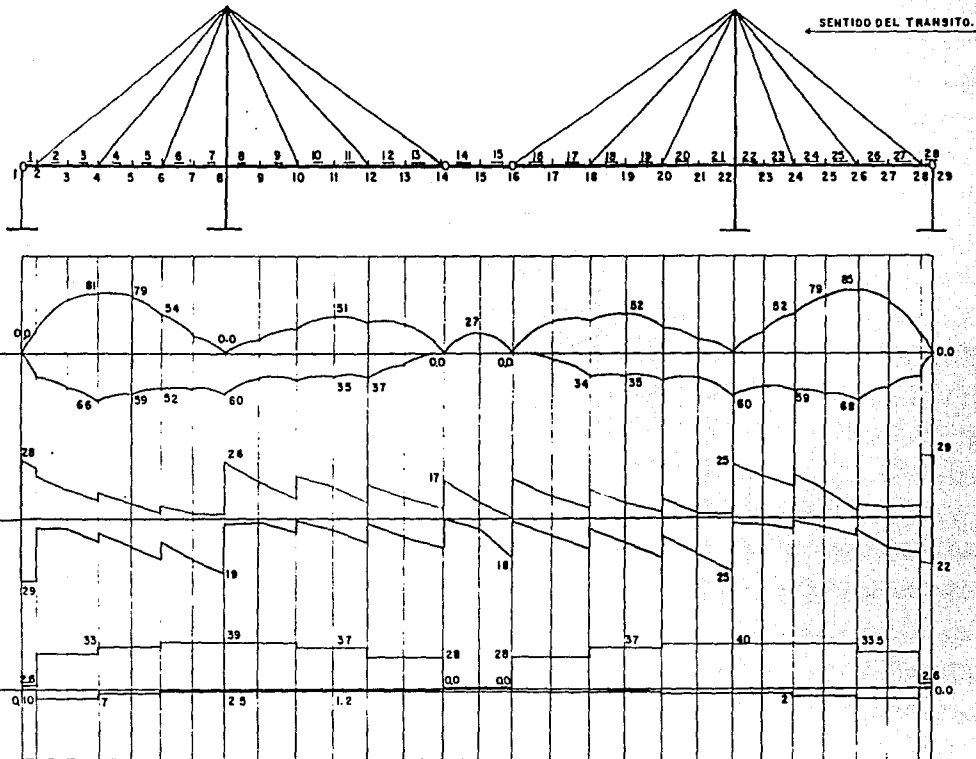


FIG 4.5.33

# PUENTE ROJO GOMEZ

DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS PARA CARGA VIVA ENVOLVENTE  
PARA TRABE CENTRAL



194 FIG. 4. 5.3.4



#### 4.6. Análisis por sismo

##### 4.6.1. Consideraciones generales

Se realizaron 2 tipos de análisis sísmico :

- a) Un análisis estático, aplicando las especificaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y obteniendo elementos mecánico y desplazamientos por medio del programa M-Strudl tanto para sismo transversal como longitudinal. Las especificaciones AASHTO tienen sus propios requisitos para análisis sísmico los cuales no son adecuados en algunos aspectos para aplicarse a una estructura dentro del Distrito Federal.
- b) Un análisis dinámico para obtener los periodos y modos principales de vibrar de la estructura, utilizando el programa SAP-86.

Para realizar los análisis por sismo longitudinal y transversal se hicieron las siguientes consideraciones:

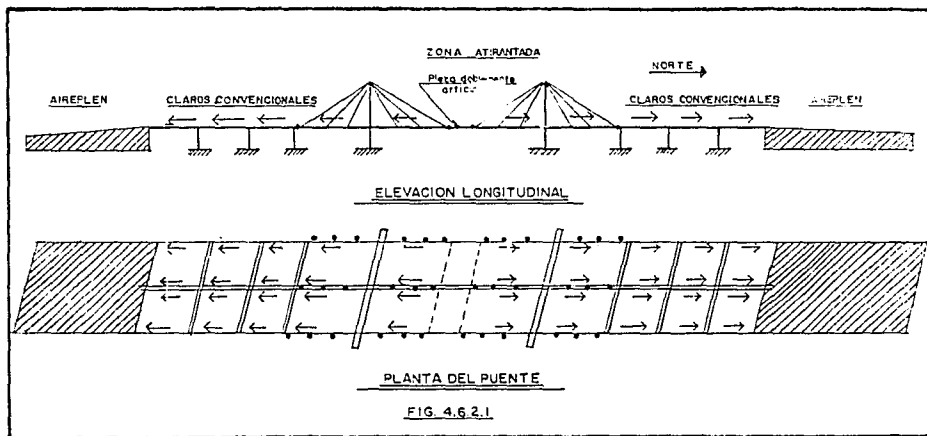
- 1) Para el sismo longitudinal la fuerza generada es tomada por los aireplenes, cuya rigidez en ese sentido es muy grande al estar formados por largos muros de concreto reforzado.
- 2) Para el sismo transversal la fuerza generada es tomada por los marcos de concreto reforzado formados por columnas y muros, y ligados a la estructura de acero por medio de topes y atraques metálicos.
- 3) En ambos sentidos se consideró un coeficiente sísmico de 0.4, aunque este se pudo haber reducido dado que el periodo natural de la estructura tanto en el sentido transversal como en el longitudinal, es menor que el periodo característico del espectro para esa zona ( $T_a$ ). Este coeficiente sísmico se tuvo que amplificar ( $\times 1.5$ ) según lo establece el RCDF para una estructura del grupo A.
- 4) Se consideró un factor de comportamiento sísmico de 2, dado que los elementos que proporcionan resistencia al sismo son marcos y muros de concreto reforzado, como ya se indicó. Al no cumplir con las condiciones de regularidad establecidas por las normas técnicas del RCDF, se redujo el factor de comportamiento sísmico un 20% ( $2 \times 0.8 = 1.6$ ).
- 5) Los puentes se localizan en la zona III de acuerdo con la regionalización sísmica del Distrito Federal definida en el RCDF. Esta región en particular tiene un periodo fundamental del terreno de 3 a 4 seg.

#### 4.6.2. Análisis estático para sismo longitudinal

El análisis sísmico estático longitudinal se realizó de acuerdo con la Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo del RCDF, haciendo las siguientes consideraciones:

La masa principal del puente se encuentra en el tablero, formado por estructura de acero, losa de concreto reforzado, etc.

Al hacer vibrar la masa durante un sismo la componente longitudinal de la fuerza generada se transmite por el tablero rígido hacia las zonas extremas del puente que son los airepленes.



La fuerza sísmica se calculó de la siguiente forma:

$$F_{\text{sis}} = \frac{W_T \cdot C \cdot 1.5}{A}$$

Donde:

- $F_{\text{sis}}$  = Fuerza generada por sismo
- $W_T$  = Peso total de la estructura
- $C$  = Coeficiente sísmico
- $Q$  = Factor de comportamiento sísmico
- 1.5 = Factor de amplificación para una estructura del grupo A.

La fuerza sísmica así calculada se transmite por medio de las trabes principales y la losa hacia los aireplenes, que son las zonas rígidas, (ver fig. 4.6.2.1). La losa se encuentra ligada a las trabes principales por medio de conectores (canales soldados al alma de las trabes principales y embebidos en la losa) que garantizan la transmisión de la fuerza por medio de la trabe principal.

Al tener la parte central doblemente articulada, y siendo una de esas articulaciones móvil, para efectos de transmisión de fuerza sísmica la parte sur del puente es independiente de la parte norte dado que dicha articulación imposibilita la transmisión de fuerzas horizontales. De esta forma la totalidad de la fuerza sísmica nunca es recibida por uno solo de los aireplenes y cada uno soporta su parte correspondiente.

La unión entre el aireplén y los claros laterales de la estructura metálica se realiza por medio de la losa, que es continua desde el inicio del aireplén hasta la primer articulación de la zona metálica, y por medio de las trabes principales que se ligan a los aireplenes por medio de anclas y perfiles "I" soldados a la trabe y ahogados en el concreto.

Para realizar el análisis por sismo en el sentido longitudinal se utilizó un modelo tridimensional por medio del programa M-Strudl. Dicho modelo idealiza toda la zona atrantada con sus trabes principales, losa y trabes secundarias, así como los mástiles, apoyos rectangulares de concreto y cables. La fuerza calculada según el criterio antes descrito se distribuye uniformemente a lo largo de las 4 trabes principales.

El análisis proporcionó elementos mecánicos y desplazamientos. Debido a la dimensión del modelo y la cantidad de datos generados en el análisis no incluimos los resultados del mismo, pero si mencionaremos algunos de los datos mas importantes.

Bajo los efectos de sismo en el sentido longitudinal no se genera una fuerza de compresión o de tensión importante sobre la trabe principal, ni tampoco tensiones y otros fenómenos debidos al esviaje del puente. Los cables prácticamente no reciben efectos de la fuerza axial por sismo sobre las trabes principales.

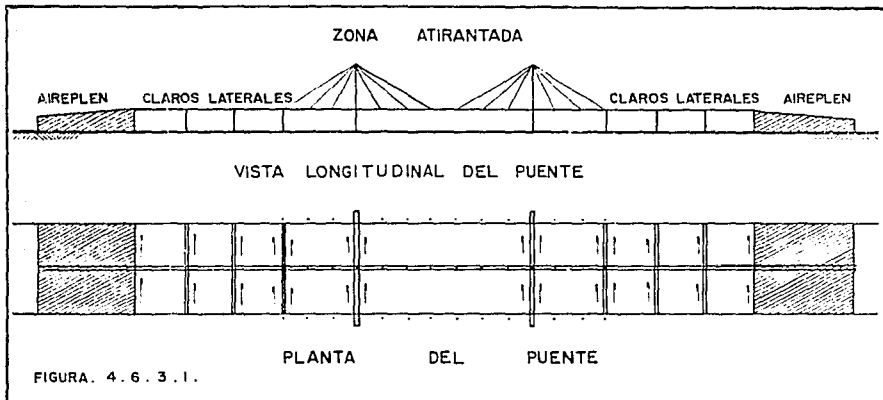
Los marcos de concreto, que tienen una capacidad limitada para resistir fuerzas horizontales en el sentido longitudinal del puente, no reciben esfuerzos por sismo en ese sentido. Los apoyos de neopreno sobre ellos han sido diseñados para permitir el desplazamiento horizontal suficiente de las trabes principales, de forma que no se trasmitan fuerzas en esa dirección.

Debido a que los desplazamientos horizontales son pequeños y los marcos de concreto están colocados a distancias relativamente cortas no se producen efectos de segundo orden importantes en el tablero.

#### 4.6.3 Análisis estático para sismo transversal

El Análisis sísmico estático transversal también se realizó de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, y con el se hicieron las siguientes consideraciones:

Al acelerar en el sentido transversal la masa del puente durante un sismo la fuerza generada está uniformemente distribuida a todo lo largo del tablero. La estructura de acero y la losa en ese momento funcionan en conjunto como una gran viga cuyo peralte es el ancho del puente, y que está apoyada en los marcos de concreto soportando una carga uniformemente distribuida igual a la fuerza sísmica por unidad de longitud del puente.



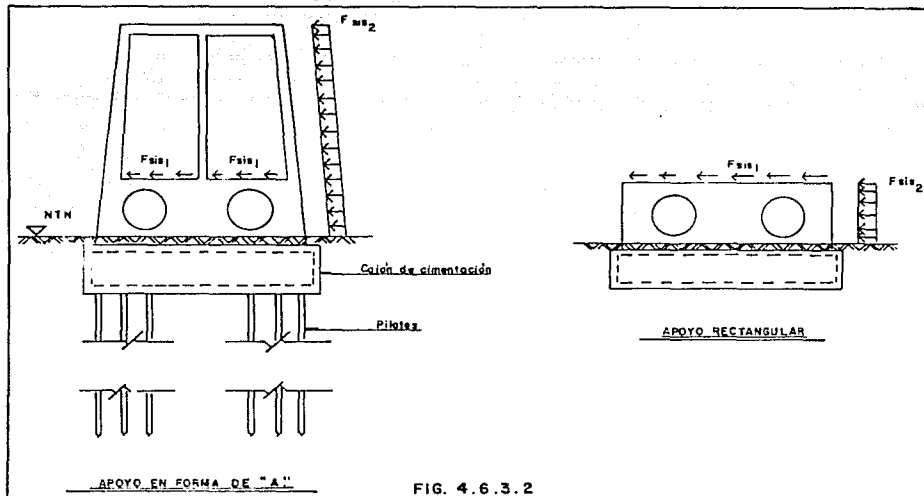
La fuerza sísmica se calcula con el mismo criterio utilizado para el análisis por sismo en el sentido longitudinal, usando la expresión:

$$F_{sis} = \frac{W_T \times C \times 1.5}{g}$$

En este caso se considera que la fuerza sísmica generada se transmite del tablero (constituído por estructura metálica y superficie de rodamiento) hacia los marcos de concreto, que son los elementos rígidos en este sentido. La estructura se encuentra ligada a los marcos de concreto por medio de topes para

sismo (piezas metálicas formadas por viguetas, cartabones o aceros cuadrados soldados a la estructura metálica y anclados en el concreto).

Los marcos de concreto (apoyos en forma de "A" o rectangulares) tienen una gran rigidez en el sentido transversal del puente al estar formados por grandes columnas y muros huecos reforzados. (Ver fig. 4.6.3.2.)



En la fig. 4.6.3.2. indicamos como  $F_{sis1}$  la fuerza sísmica generada al acelerar la masa de la superestructura del puente (estructura de acero, losa etc.) y  $F_{sis2}$  es la fuerza sísmica generada por la masa propia del apoyo de concreto reforzado.

Los topes para sismo son de diversos tipos, pero su función es idéntica. En la fig. 4.6.3.3. mostramos esquemáticamente su colocación.

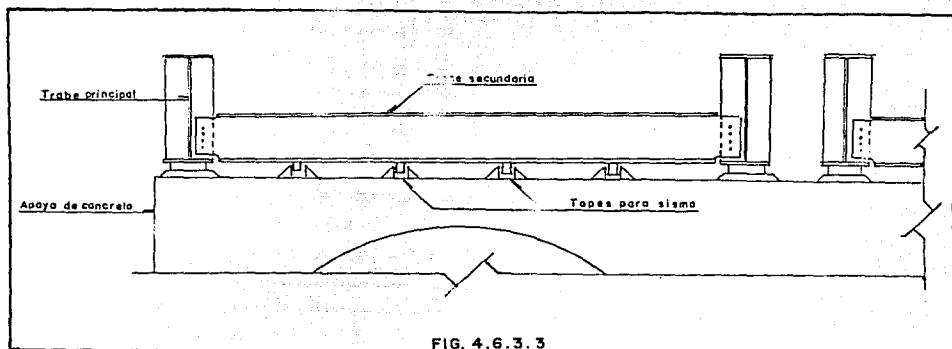


FIG. 4.6.3.3

El análisis se realizó utilizando un modelo tridimensional por medio del programa M-Strudl.

La fuerza sísmica calculada se distribuyó a lo largo de las traveses principales y en el sistema de piso para obtener elementos mecánicos y desplazamientos.

Los efectos mayores se generaron en los apoyos de concreto (momentos en las columnas), los cables prácticamente no sufren efectos bajo sismo transversal ni tampoco las traveses principales, el desplazamiento máximo transversal se produce en la parte central de la zona atirantada, pero este es muy pequeño. Tampoco en este caso se producen efectos de torsión importantes.

Los esfuerzos por flexión y cortante generados en el tablero al funcionar como una gran viga son mínimos.

El momento de volteo en cada apoyo provoca efectos pequeños debido al ancho considerable de la cimentación, sobre todo en los apoyos principales que soportan los momentos más grandes. La gran descarga axial vertical en estos apoyos contribuye a que el momento de volteo sea menos importante.

#### Efectos bidireccionales

Tampoco al considerar los efectos simultáneos del sismo en dos direcciones ortogonales de acuerdo a como lo establece el RCDF estos resultaron de consideración. En general el sismo no rigió en el diseño de los elementos del puente y sus efectos resultaron pequeños comparados con los provocados por cargas gravitacionales (cargas permanentes + carga viva)

#### 4.6.4. Análisis dinámico por medio de SAP (Structural Analysis Program)

Para obtener las propiedades dinámicas de la estructura se realizaron análisis de modelos tridimensionales utilizando el programa SAP-86.

El programa SAP-86 puede realizar 4 tipos de análisis dinámicos:

- 1) Obtención únicamente de modos y frecuencias.
- 2) Análisis de respuesta indicando la historia de cargas.
- 3) Análisis modal espectral.
- 4) Análisis de integración directa paso a paso.

En este caso se realizó un análisis tipo 1 con el que se obtuvieron los principales modos de vibrar de la estructura y sus frecuencias.

El modelo utilizado para realizar estos análisis es muy parecido al utilizado en el programa M-Strudl para análisis tridimensionales. Quizá la diferencia fundamental entre los 2 modelos utilizados consiste en la idealización de la losa y las piezas de puente como un diafragma rígido para los análisis dinámicos por medio del programa SAP, utilizando elementos placa para modelar al tablero. Además el programa SAP-86 requiere de la introducción de las masas y las aceleraciones para poder realizar los análisis dinámicos.

En la fig. 4.6.4.1. se muestra el modelo tridimensional del puente Rojo Gómez, utilizado para los análisis dinámicos.

De las figs. 4.6.4.2. a la 4.6.4.6. se muestran los 5 primeros modos naturales de vibrar de la zona atirantada del puente.

Como se puede ver, los resultados del análisis indican en forma visual la forma de moverse de la estructura para cada modo, así como la frecuencia de ese modo.

Resumiremos los resultados del análisis dinámico.

<u>Modo de vibrar</u>	<u>Frecuencia</u>	<u>Período</u>	<u>Obs. a la forma de vibrar</u>
1	2.87/S	0.35 S	Horizontal Transversal al puente.
2	3.44	0.29 S	Torsión del tramo central
3	3.70	0.27 S	Ondulatorio vertical
4	4.22	0.24 S	Mixto
5	5.28	0.19 S	Mixto

Specify previously saved file name containing screen image  
to be restored r.gomez  
(do not include drive designator or 3 letter extension code)

[Esc] to return to menu

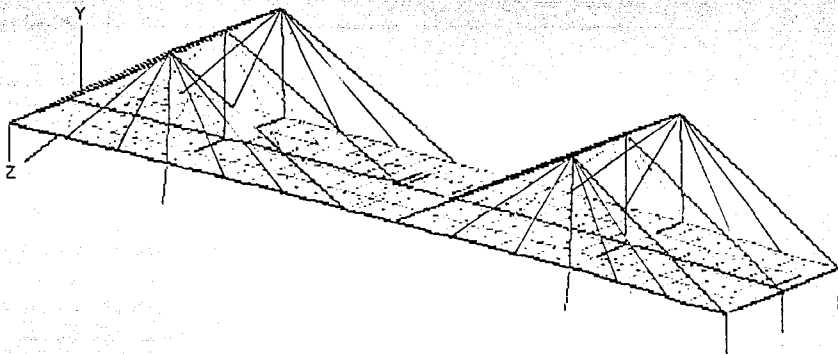


FIG. 4.6.4.1 ROJD GOMEZ:Z,30,30

Eigenvector Shape and/or Animation for Mode 1

Mode Frequency = 2.8710 Hz

[Esc] to return to Menu Index

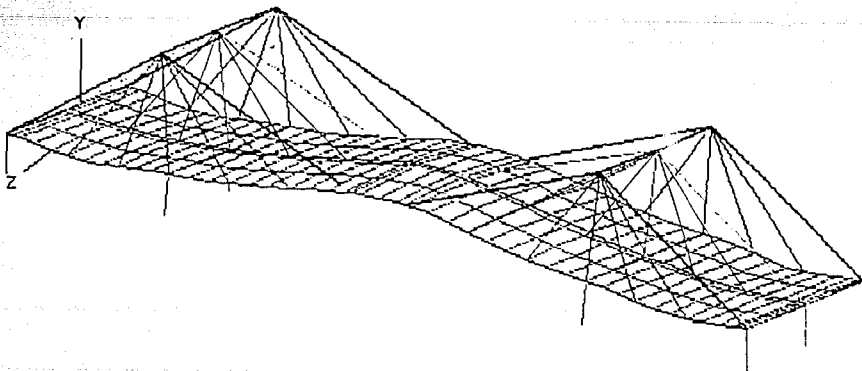


FIG. 4.6.4.2 ROJD GOMEZ:Z,30,30



Mode Frequency = 3.4419 Hz

Mode 2

[Esc] to return to Menu Index

203

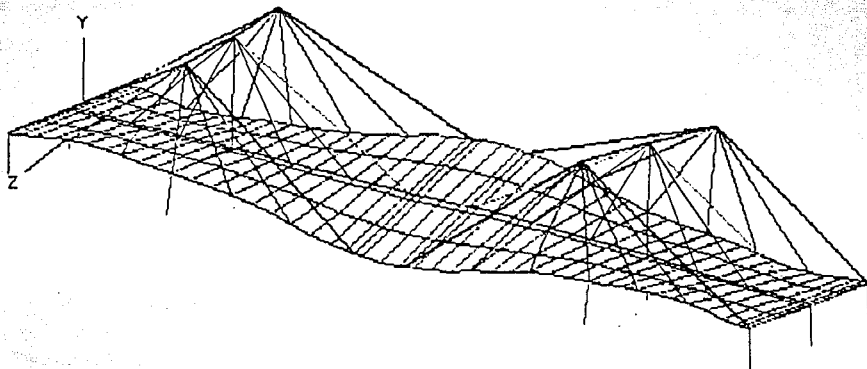


FIG. 4.6.4.3 ROJO GOMEZ:Z,30,30

Eigenvector Shape and/or Animation for Mode 3

Mode Frequency = 3.698 Hz

[Esc] to return to Menu Index

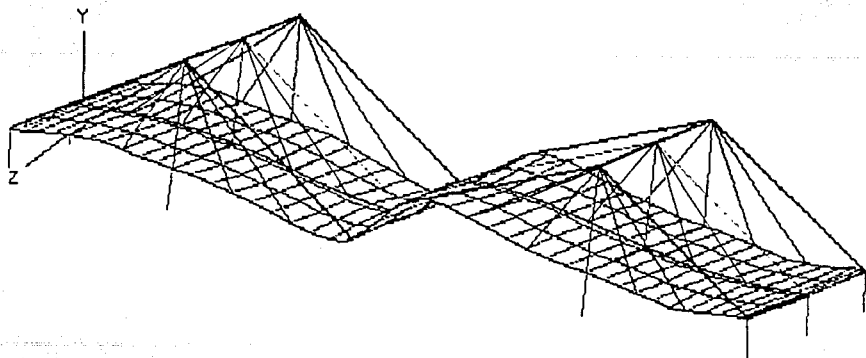


FIG. 4.6.4.4

ROJO GOMEZ:Z,30,30

## Eigenvector Shape and/or Animation for Mode 4

Mode Frequency = 4.224 Hz

[Esc] to return to Menu Index

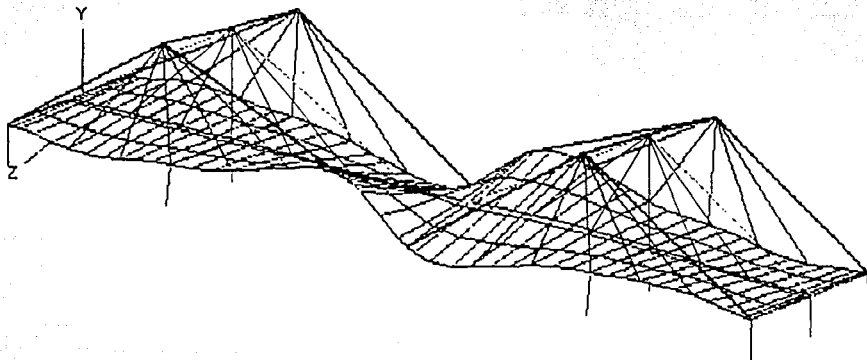


FIG 4 6 4 5 ROJO GOMEZ:Z,30,30

## Eigenvector Shape and/or Animation for Mode 5

Mode Frequency = 5.276 Hz

[Esc] to return to Menu Index

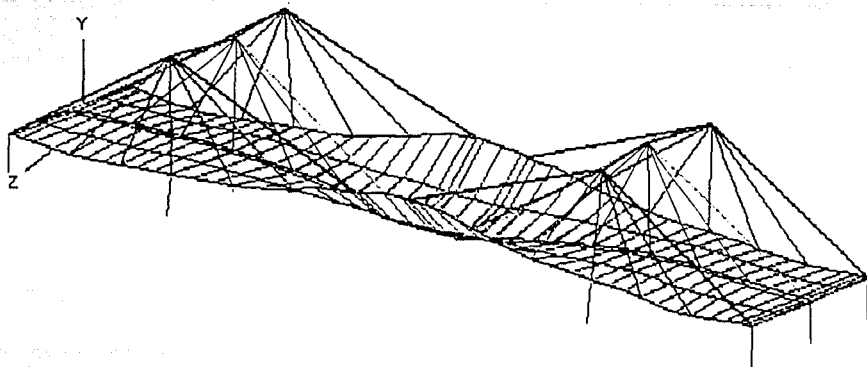
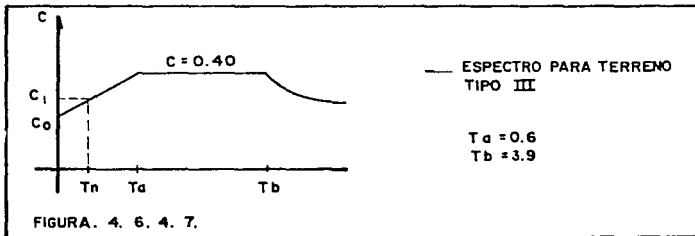


FIG. 4 6 4 6 ROJO GOMEZ:Z,30,30

De los resultados del análisis dinámico podemos decir que:

- La estructura es muy rígida, lo cual conduce a períodos naturales de vibración muy pequeños.
- Los períodos naturales de vibración de la estructura se encuentran muy alejados del período fundamental del terreno en esa zona (de 3 a 4 s), lo cual resulta conveniente.
- Para fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas en el análisis estático se pueden reducir al tener la estructura períodos de vibración tan pequeños. El coeficiente sísmico utilizado en el análisis estático se puede reducir utilizando el espectro de diseño establecido en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para esa zona, como lo muestra la fig. 4.6.4.7.



Sin embargo esta reducción en las fuerzas sísmicas no se utilizó, por lo que se tiene un factor de seguridad extra en el diseño por sismo.

#### 4.7. Análisis por hundimientos

##### 4.7.1. Consideraciones generales

Debido a las características poco confiables del suelo en la zona pueden esperarse hundimientos diferenciales entre los apoyos del puente debido a efectos locales o regionales.

Se han tomado previsiones tanto en la cimentación como en la superestructura para que los hundimientos no provoquen efectos nocivos para el adecuado comportamiento del puente.

En cuanto a las medidas tomadas para este efecto en la cimentación, podemos mencionar lo siguiente:

La cimentación para cada apoyo del puente se diseñó de forma que no se presenten hundimientos diferenciales entre ellos y ---

cuidando que el hundimiento general sea pequeño.

Básicamente, la cimentación de los apoyos principales de la zona atirantada consiste en un cajón hueco de concreto reforzado con pilotes que trabajan por fricción. La cimentación de los apoyos adyacentes a los principales, esta formada por cajones huecos o zapatas, y la cimentación de los aireplenes esta constituida por la losa de fondo del propio aireplén.

En lo que respecta a la superestructura, las medidas tomadas para reducir los efectos de los hundimientos diferenciales consisten principalmente en la colocación de articulaciones en las trabes principales que independizan una parte del puente de la otra cuando se presenta un movimiento diferencial y minimizan los efectos de los hundimientos.

Aunque teóricamente no se esperen hundimientos diferenciales con las cimentaciones propuestas, a pesar de las previsiones tomadas los efectos de hundimientos diferenciales se deben tomar en cuenta en el diseño del puente, por los que se analizaron distintas condiciones de movimiento diferencial para obtener los elementos mecánicos más desfavorables para el diseño.

#### 4.7.2. Condiciones de análisis

Debido a que la diferencia más importante de descargas por peso propio y carga viva se da entre los apoyos centrales con mástiles y sus adyacentes, y como entre ellos encontramos los claros más grandes, la posibilidad de que se presenten hundimientos diferenciales se presenta en la zona atirantada del puente.

Las condiciones de hundimiento de la zona atirantada seleccionadas para el análisis fueron las siguientes:

- a) Hundiendo solamente un apoyo central (con mástiles) y dejando los demás en su posición original.
- b) Hundiendo solamente un apoyo adyacente al central y dejando los demás en su posición.

La magnitud del hundimiento diferencial utilizado fue de 10 cm.

No es necesario analizar condiciones simultáneas de hundimientos, en los dos apoyos centrales, por ejemplo, debido a que por la doble articulación que divide a las partes norte y sur de la zona atirantada y por la simetría de sus claros, los efectos de

hundimientos simultáneos se pueden conocer a partir de las condiciones a y b arriba indicadas.

Los análisis se realizaron utilizando modelos bidimensionales de la zona atirantada y utilizando el programa M-Strudl. Este programa cuenta con la cualidad de poder imponer desplazamientos en ciertos nudos y obtener los efectos de dicho desplazamiento.

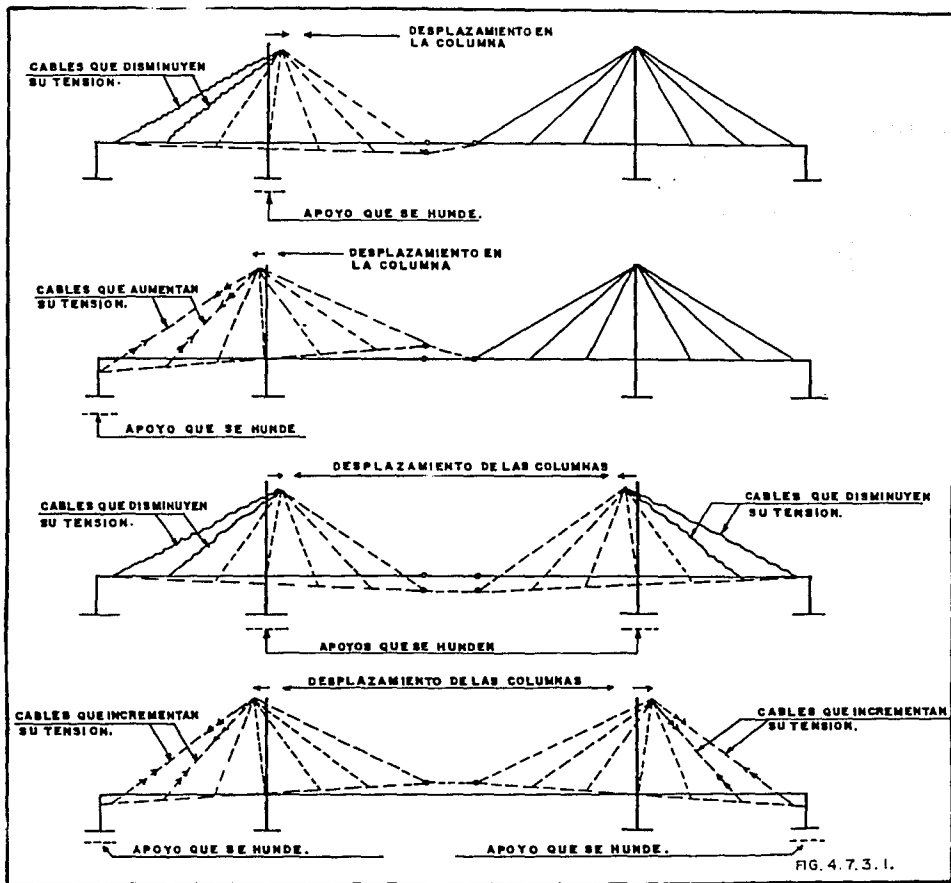
#### 4.7.3. Efectos de los hundimientos diferenciales (Ver fig. 4.7.3.1.)

Una vez realizado el análisis se obtuvieron los principales efectos que provocan los hundimientos diferenciales sobre la zona atirantada del puente.

Analizando los resultados obtenidos, principalmente de la condición (a) de hundimiento arriba indicada (que es la más probable) se puede resumir que:

- 1) Las traveses principales giran, manteniendo fijo el punto donde se apoyan al inicio de la zona atirantada, de forma que todo el conjunto que forma al sistema de piso se mueve prácticamente como cuerpo rígido.
- 2) La parte norte de la zona atirantada del puente permanece totalmente independiente de la parte sur, de forma que el movimiento acontecido en una de esas partes no afecta a la otra. Las articulaciones centrales actúan perfectamente para este efecto.
- 3) Al girar las traveses principales algunos cables se tensan y otros se aflojan. Para la condición (a) de hundimiento los cables de la parte interior del puente se tensan y los exteriores se aflojan. En general este incremento o descenso de tensión en los cables es pequeño, del orden de 1.3 toneladas por cada centímetro de hundimiento diferencial.
- 4) Al generarse esta variación de tensiones en los cables el mástil al que concurren sufre un desplazamiento. Para la condición de hundimiento (a) este desplazamiento es hacia el centro del puente.
- 5) Al provocarse el hundimiento en el apoyo adyacente al central (condición (b)) se producen efectos de igual magnitud pero inversos a los que se generan en la condición (a).

Todos los efectos anteriores se pueden visualizar en la fig. 4.7.3.1. En la misma figura se muestran también los efectos que originarían hundimientos simultáneos en ambos lados del puente.



# PUENTE ROJO GOMEZ

DIAGRAMAS DE DESPLAZAMIENTOS Y DE MOMENTOS FLEXIONANTES  
PARA HUNDIMIENTO DE 10CM EN UN MASTIL, TRABE LATERAL  
CON ARTICULACIONES

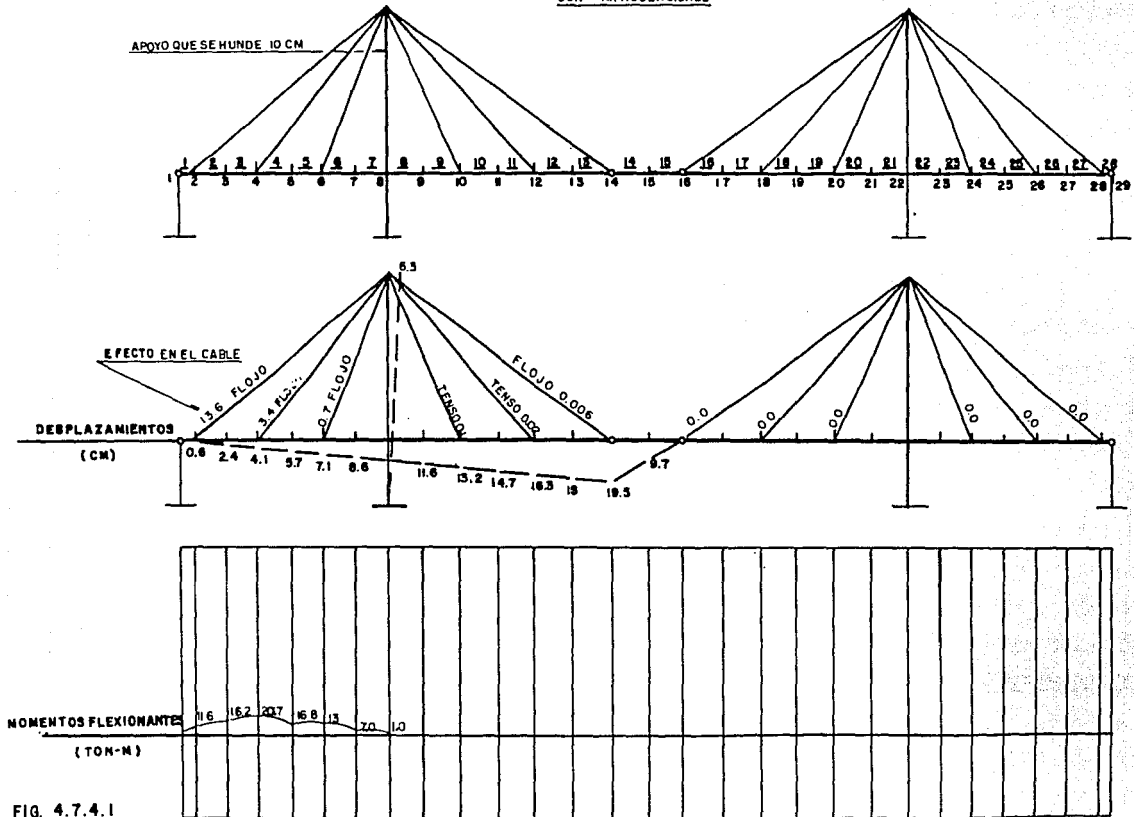


FIG. 4.7.4.1

# P U E N T E   R O J O   G O M E Z

DIAGRAMAS DE DESPLAZAMIENTOS Y DE MOMENTOS FLEXIONANTES PARA  
HUNDIMIENTO DE 10 CM EN UN MASTIL, TRABE LATERAL SIN ARTICULACIONES

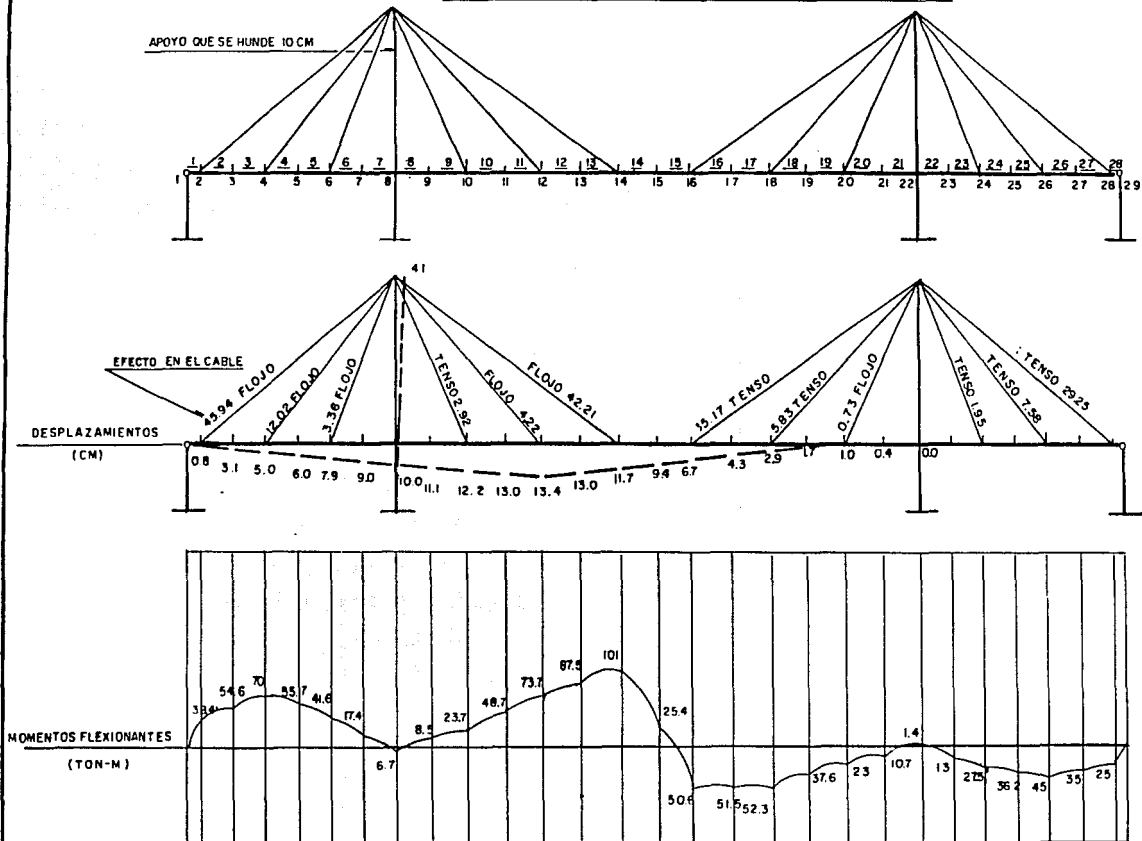


FIG. 4.7.4. 2



# PUENTE ROJO GOMEZ

DIAGRAMAS DE DESPLAZAMIENTOS Y DE MOMENTOS FLEXIONANTES PARA  
HUNDIMIENTO DE 10 CM EN UN MASTIL, TRABE LATERAL SIN ARTICULACIONES

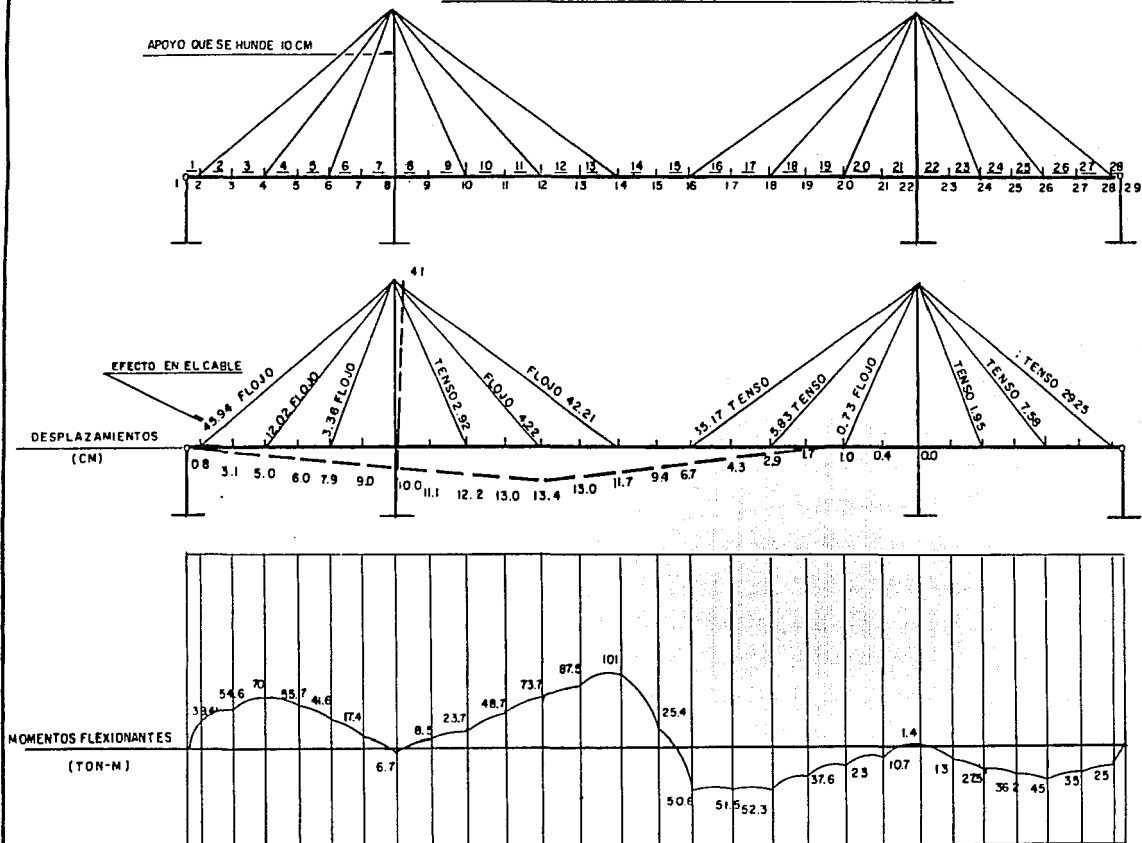


FIG. 4.7.4.2

#### 4.7.4. Diagramas de elementos mecánicos

A continuación se presentan dos diagramas de elementos mecánicos de la zona atirantada del puente para la condición de hundimientos de un apoyo central con mástiles.

En el primer diagrama (fig. 4.7.4.1.) se muestran los efectos de hundir el apoyo central 10 cm, para la estructura con las articulaciones propuestas. En el segundo diagrama (fig. 4.7.4.2.) se muestran los efectos de hundir el mismo apoyo pero ahora para la estructura sin el par de articulaciones centrales.

Comparando los dos diagramas se verifica la conveniencia de colocar las articulaciones centrales. Con las articulaciones el momento máximo que se presenta en las traves principales es de 20 tm., mientras que sin ellas el momento máximo por hundimiento es 5 veces mayor. Además, la variación de fuerzas en los cables es muy pequeña cuando la estructura tiene las articulaciones y es grande cuando no se cuenta con ellas. También se puede ver los hundimientos afectan solo una región muy reducida de la zona atirantada cuando con las articulaciones centrales se independiza una parte del puente de la otra, mientras que cuando las traves principales son continuas se generan efectos importantes por hundimientos a todo lo largo de la estructura.

En cuanto a la variación de tensiones en los cables, es inadmisibles un descenso de fuerza de 45.9 ton. así como un incremento de 42 ton, los cuales se presentan en los cables extremos del modelo con traves continuas, razón que también descalifica a la alternativa sin articulaciones.

A cambio de las ventajas que se presentan al reducirse los esfuerzos adicionales por hundimientos en cables y traves los mástiles reciben efectos mayores con las articulaciones propuestas que sin ellas, sin embargo tomando en cuenta esta situación durante el diseño de los mástiles no representa mayor problema.

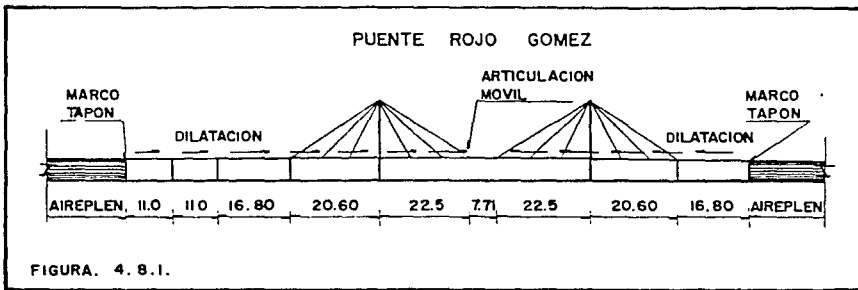
#### 4.8. Análisis por temperatura

En estructuras de acero de gran longitud las dilataciones o contracciones por variación de temperatura pueden provocar grandes efectos que deben tomarse en cuenta durante el diseño.

A menos que se diseñen dispositivos que permitan la libre deformación de la estructura los elementos de compresión o tensión inducidos por la variación térmica deben ser resistidos por los elementos del puente.

Por la gran dimensión longitudinal de los puentes sobre la Calz. I. Zaragoza resultó conveniente liberar a la estructura de los efectos de la temperatura. Esto se logró permitiendo el movimiento horizontal de las traves principales por medio de una de las articulaciones centrales de la zona atirantada diseñada especialmente para este fin.

De esta forma la estructura puede moverse con libertad en forma longitudinal dilatándose o contrayéndose a partir de los puntos fijos localizados en los muros tapón de los aireplenes, donde inicia la estructura de acero. Los apoyos de neopreno bajo las traves principales han sido diseñados para permitir el desplazamiento que teóricamente tendrá la estructura por efecto de la temperatura.



En la fig. 4.8.1. se muestra el comportamiento antes descrito de la estructura metálica del puente ante los cambios de temperatura.

Con la articulación móvil propuesta las traves principales del puente no reciben esfuerzos por temperatura. Para el diseño de la articulación se tomó en cuenta el movimiento máximo esperado de la estructura, calculado de la siguiente forma:

$$U = L \times E \times \Delta t$$

- U es el desplazamiento máximo por contracción o dilatación  
 L es la longitud del elemento  
 E es el coeficiente de expansión térmica  
 ( $E = 0.000012/c^{\circ}$ )  
 $\Delta t$  es la variación máxima esperada de la temperatura  
 (consideramos  $\Delta t = 25^{\circ}C$ )

Considerando que con la articulación central móvil los dos tramos norte y sur del puente son independientes, cada uno se dilatará o contraerá a partir del punto fijo localizado en el muro tapón del aireplén.

Para el tramo sur del puente tenemos:

$$\begin{aligned} U \text{ sur} &= 8190 \times 0.000012 \times 25 = 2.45 \text{ cm} \\ U \text{ norte} &= 5990 \times 0.000012 \times 25 = 1.80 \text{ cm} \\ &= 4.25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Si la articulación móvil presenta una abertura inicial de 5 cm cuando la estructura este fría, al dilatarse no tendría problemas, ya que el movimiento máximo esperado es de 4.25 cm en uno u otro sentido. En esta caso se ha especificado como separación inicial 6 cm, con lo que queda cubierta con un margen de seguridad la abertura requerida.

En la fig. 4.8.2. se muestra la forma que tiene la articulación móvil de la parte central de la zona atirantada.

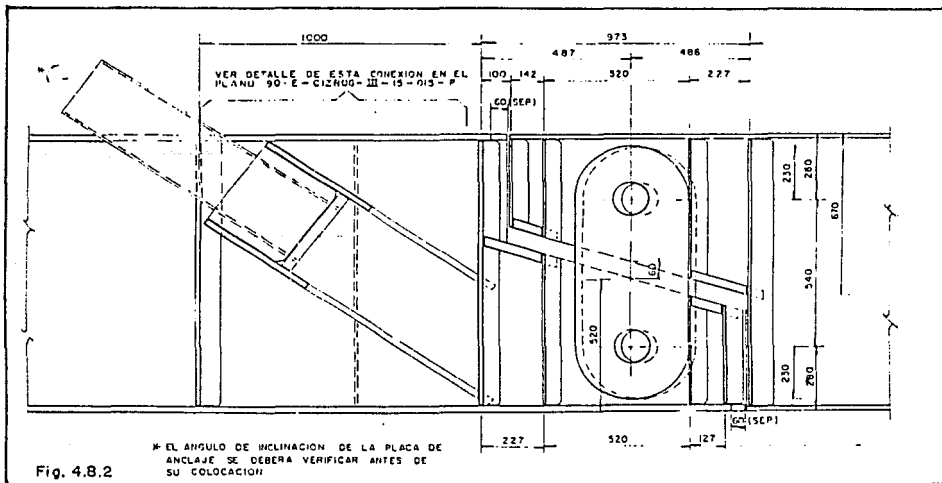


Fig. 4.8.2

En el sitio donde se localiza la articulación móvil la losa y la guarnición tienen juntas que permiten el movimiento longitudinal y el giro, liberando también los efectos de la temperatura.

No se colocaron juntas en los aireplenes debido a que los efectos de la temperatura en esas estructuras de concreto son mínimas.

#### 4.9. Análisis por viento

##### 4.9.1. Consideraciones generales

El estudio de las propiedades aerodinámicas de los puentes atirantados es uno de los problemas que más concentran la atención de los ingenieros durante las etapas de análisis y modelación de estas estructuras. La vibración provocada por el viento en los tirantes y en el tablero y el comportamiento general del puente ante las fuerzas generadas por las masas de aire resultan vitales para puentes de grandes claros, principalmente para aquellos situados en bahías o valles donde soplan vientos a altas velocidades.

En casos excepcionales la falta de un adecuado estudio aerodinámico ha provocado la falla de la estructura, como sucedió, por ejemplo, a principios de este siglo en el puente Tacoma-Narrow, en Canadá, el cual comenzó a oscilar debido a la acción del viento cuando aún se encontraba en construcción. La ampliación del movimiento fue tal que el puente completo se colapsó en unos cuantos segundos.

Para velocidades de viento muy altas y cuando la forma y dimensión del tablero lo permite puede aparecer un fenómeno de "flotación" que provoque la torsión general del puente.

Cuando el número de tirantes es muy elevado estos forman una pared contra la que puede impactarse el viento originando la vibración y movimiento de toda la estructura. A este fenómeno se le conoce como "efecto de vela".

Para puentes que estarán sujetos a la acción de huracanes o vientos muy fuertes se realizan modelos a escala que se prueban en túneles de viento, para analizar más detalladamente su comportamiento. Estos costosos estudios son factibles para grandes estructuras de gran importancia económica.

En puentes pequeños los efectos del viento son generalmente despreciables, y se limitan a vibración en los tirantes. Se debe buscar que esta vibración se amortigue y no provoque daños a la estructura en la zona de anclaje de los cables.

Para los puentes sobre la Calz. Ignacio Zaragoza los efectos del viento son mínimos debido a que los puentes tienen una altura reducida, se encuentran enclavados en una densa zona urbana, y presentan una superficie de contacto contra el viento muy pequeña.

El mayor efecto que se puede apreciar en la estructura originado por el viento consiste en la vibración de los cables cuando estos tienen tensiones bajas y, por lo tanto, presentan una rigidez pequeña.

#### 4.9.2. Vibración de los cables debida a viento

La frecuencia natural de vibración de un tirante o cable puede calcularse con la expresión:

$$f = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{T}{P}}$$

En donde:

f es la frecuencia natural de vibración  
 L es la longitud del tirante  
 T es la tensión en el tirante  
 P es el peso por unidad de longitud del tirante

Cuando la frecuencia predominante de la fuerza excitadora es cercana a f (para movimientos transversales) y del doble de f (para movimientos longitudinales), siendo f la frecuencia natural del tirante, puede ocurrir una gran amplificación dinámica cercana a la resonancia y que puede crear grandes movimientos a la mitad del tirante.

Ahora llamemos

"a" a la amplitud del movimiento excitador  
 "W" a la amplitud de la vibración del  
 tirante a la mitad de su claro.

Para movimientos longitudinales de los soportes.

$$W = \frac{2}{\pi} \sqrt{a \cdot L}$$

Esta fórmula es aceptable para valores de "a" pequeños.

Por ejemplo:

Asumiendo  $a = 2 \text{ cm}$        $L = 205 \text{ m}$ .

Entonces "W"

Alcanzará como máximo, para movimientos  
 longitudinales:

$$W = \frac{2}{\pi} \sqrt{0.02 \times 205} = 1.28 \text{ m.}$$

Para movimientos transversales la relación es:

$$W = \frac{2a}{\pi \beta}$$

Donde  $\beta$  es el factor de amortiguamiento del cable. En realidad la capacidad de amortiguamiento en el tirante es pobre y valores de factor de amortiguamiento de  $10^{-3}$  son comunes.

Para el mismo ejemplo de arriba tenemos:

$$W = \frac{2 \times 0.02}{\pi \times 0.001} = 12.73 \text{ m}$$

El cual es, por supuesto, inaceptable. De hecho la amplitud utilizada en este ejemplo no podría ser real.

### Factor de amortiguamiento

En una oscilación amortiguada, la amplitud decrece de acuerdo a una ley exponencial, de forma que tenemos:

$$\frac{W_{n+1}}{W_n} = e^{-2\pi\beta}$$

donde  $W_{n+1}$  y  $W_n$  son dos amplitudes consecutivas.

Tomando logaritmos de cada elemento:

$$\text{Ln} \frac{W_{n+1}}{W_n} = -2\pi\beta$$

El término  $\text{Ln} \left( \frac{W_{n+1}}{W_n} \right)$  es llamado "el decremento logarítmico".

El factor  $\beta$ , el cual es igual al decremento logarítmico dividido entre 2, es llamado "factor de amortiguamiento" del sistema oscilante.

El factor de amortiguamiento varía desde  $10^{-5}$  a  $10^{-4}$  para tirantes con camisa de mortero, y de  $1.5 \times 10^{-3}$  a  $3 \times 10^{-3}$  para tirantes flexibles (como los cubiertos por polietileno y grasa o tipos similares).

### Reducción de la vibración

En vista de lo anterior es clara la importancia que tiene mantener el nivel de vibración de los tirantes lo más bajo posible, lo cual se puede lograr de varias formas, por ejemplo:

- Cambiando la frecuencia natural de los tirantes por medio de cables transversales a ellos. Esto cambia la longitud oscilante de los tirantes y los aleja de la frecuencia de resonancia. Esta solución, que es efectiva pero costosa y delicada en su instalación, ha sido usada para algunos grandes puentes.
- Reduciendo la vibración inducida por tráfico por medio de un buen mantenimiento de la superficie de rodamiento y de las juntas, y además limitando la velocidad, el peso y el número de vehículos.



En la mayoría de los casos la forma más efectiva de incrementar la capacidad de amortiguamiento de los tirantes es por medio de amortiguadores, los cuales por razones estéticas y tecnológicas se colocan cerca de los anclajes.

Algunas veces el término "amortiguador" es usado, impropia-mente, para designar un anillo deslizante generalmente hecho de elastó-mero, colocado alrededor del cable y localizado cerca de sus extre-mos, el soporte también es anular y va conectado a la estruc-tura. Este instrumento es muy efectivo para reducir los esfuer-zos de flexión de el cable en su anclaje, pero su eficiencia para amortiguar la vibración del cable es pobre.

Para ser más efectivo un amortiguador debe ser de tipo viscoso. Estos han sido instalados, por ejemplo, en el puente Brotonne (Francia), en el puente Coatzacoalcos (México) y el puente Sunshine Skiway (USA). En todos los casos los amortiguadores son de modelo automotivo, y son conectados al tablero del puente por medio de un marco ligero de acero; a pesar de su efectividad este tipo de amortiguadores absorben energía en solo una dirección. Para obtener un efecto multidireccional se requiere ensamblar varios amortiguadores.

#### 4.9.3. Valuación de las fuerzas debidas a viento

Las fuerzas provocadas por el viento sobre la estructura se obtu-vieron de acuerdo con lo que marca el Reglamento de Construccio-nes del D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias.

El efecto del viento se consideró equivalente a una presión (em-puje o succión) que actúa en forma estática en dirección perpen-dicular a la superficie expuesta. Su intensidad se calculó con la expresión:

$$P = C_p C_z K_p o$$

donde P = Presión debida al viento.  
 $C_p$  = Factor de empuje o presión  
 $C_z$  = Factor correctivo por altura  
 $K$  = Factor correctivo por condiciones de ubicación  
 $P_o$  = Presión básica de diseño (35 kg/m<sup>2</sup>, para estructuras del grupo A).

#### Obtención de los coeficientes

$K = 1.0$  para la zona B.

Zona B: zona típica urbana y suburbana. El sitio esta rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas.

$$C_z = \left(\frac{z}{10}\right)^{2/a} \quad a = 4.5 \text{ para zona B}$$

Z es la altura expuesta sobre el nivel del terreno.  
 Z = 6.5 m. aprox.

$$C_z = 0.826$$

$$C_p = 0.8$$

$$C_p = -0.5$$

$$C_p = -0.5$$

$$C_p = -0.7$$

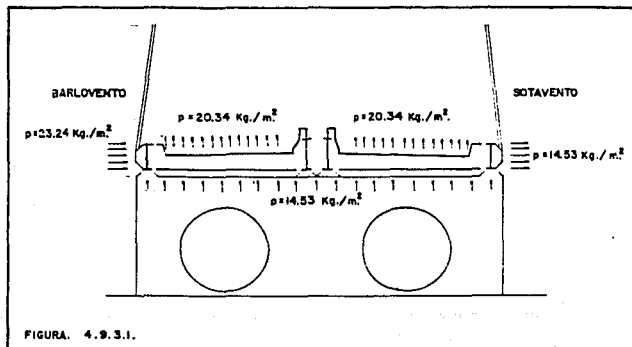
Para la pared de barlovento

Para la pared de sotavento

Para la cara inferior

Para la cara superior

En la fig. 4.9.3.1 se muestra la distribución de presiones sobre el tablero del puente de acuerdo al Reglamento de Construcciones del D.F.



A partir de la expresión  $P = C_p C_z K_{po}$  se obtuvieron las presiones con las que se realizó un análisis estático utilizando el mismo modelo tridimensional que se usó para el análisis estático por sismo.

Para las cargas del puente tenemos:

Barlovento:	$P = 0.8 \times 0.83 \times 1.0 \times 35 = 23.24 \text{ kg/m}^2$
Sotavento:	$P = -0.5 \times 0.83 \times 1.0 \times 35 = -14.53 \text{ kg/m}^2$
Cara inferior:	$P = -0.5 \times 0.83 \times 1.0 \times 35 = -14.53 \text{ kg/m}^2$
Cara superior:	$P = 0.7 \times 0.83 \times 1.0 \times 35 = 20.34 \text{ kg/m}^2$

El peso por  $\text{m}^2$  de estructura del puente es de  $750 \text{ kg/m}^2$  por lo que no existe posibilidad de que las fuerzas verticales hacia arriba ocasionadas por viento muevan al puente.

Las fuerzas horizontales por viento sobre el tablero son mucho menores que las fuerzas calculadas para el análisis sísmico estático, por lo que la condición accidental más importante la constituye el sismo.

Las presiones por viento sobre los mástiles y marcos de concreto se calcularon de acuerdo al criterio anterior, y son también muy pequeñas.

De los resultados del análisis estático por viento se concluye que éste no rige para el diseño de los elementos del puente y sus efectos son despreciables para la estructura.

Las fuerzas de presión o succión en los tirantes se calculan también de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del D.F. y son mínimas, aún así sus efectos se toman en cuenta en el diseño de los cables y de su sistema de amortiguamiento. (Ver el capítulo "Diseño de cables").

#### 4.10 Condiciones de diseño

Después de obtener los elementos mecánicos analizando la estructura para diferentes condiciones de carga podemos resumir lo siguiente:

- Debido a la ligereza de la estructura los elementos mecánicos por carga permanente (carga muerta y tensiones adicionales) y por sismo, son relativamente pequeños en comparación con los provocados por la carga viva.

- En general las combinaciones de cargas que rigen para el diseño de los elementos son las que involucran solo fuerzas gravitacionales, producto del peso propio de la estructura y los efectos de la carga viva.
- En general las acciones accidentales son pequeñas, y las combinaciones de carga en las que intervienen, solo rigen el diseño de elementos especiales para dicha acción, como por ejemplo, los topes para sismo.

Por lo anterior, se remarca la importancia de las tensiones adicionales aplicadas para la reducción de los elementos mecánicos por carga permanente para la zona atirantada de los puentes.

En las figs. 4.10.1 y 4.10.2 se muestran las envolventes de elementos mecánicos de las traveses laterales y centrales del puente Rojo Gómez para la combinación que incluye carga muerta más carga viva con impacto.

Comparando los diagramas se nota la ventaja de aplicar las tensiones adicionales para mejorar la condición de diseño. Por ejemplo, el momento máximo que se presenta en las traveses laterales aplicando las tensiones adicionales es de 88 tm., mientras que cuando no se aplican se tiene un momento máximo de 191 tm. Además aplicando las tensiones adicionales se obtienen diagramas de elementos mecánicos y esfuerzos mucho más uniformes que si no se aplican, lo cual también resulta conveniente.

# PUENTE ROJO GOMEZ

DIAGRAMA DE ELEMENTOS MECANICOS PARA C.M. + 1.3 CM. CON C.M. CONTENSIONES ADICIONALES  
(TRABE LATERAL)

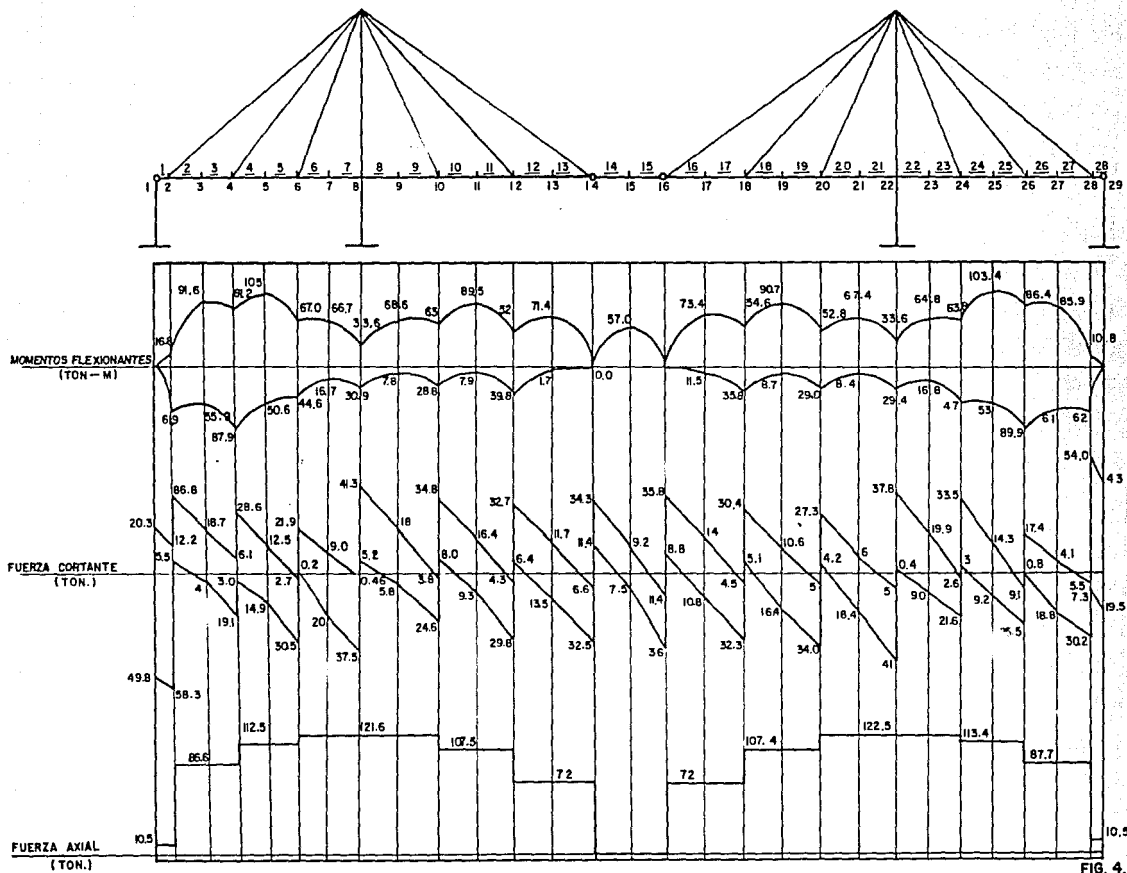


FIG. 4.10.1

# P U E N T E   R O J O   G O M E Z

DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS PARA CIPERNANTE + 1.3 C.V. ENVOLVENTE  
PARA TRABE CENTRAL

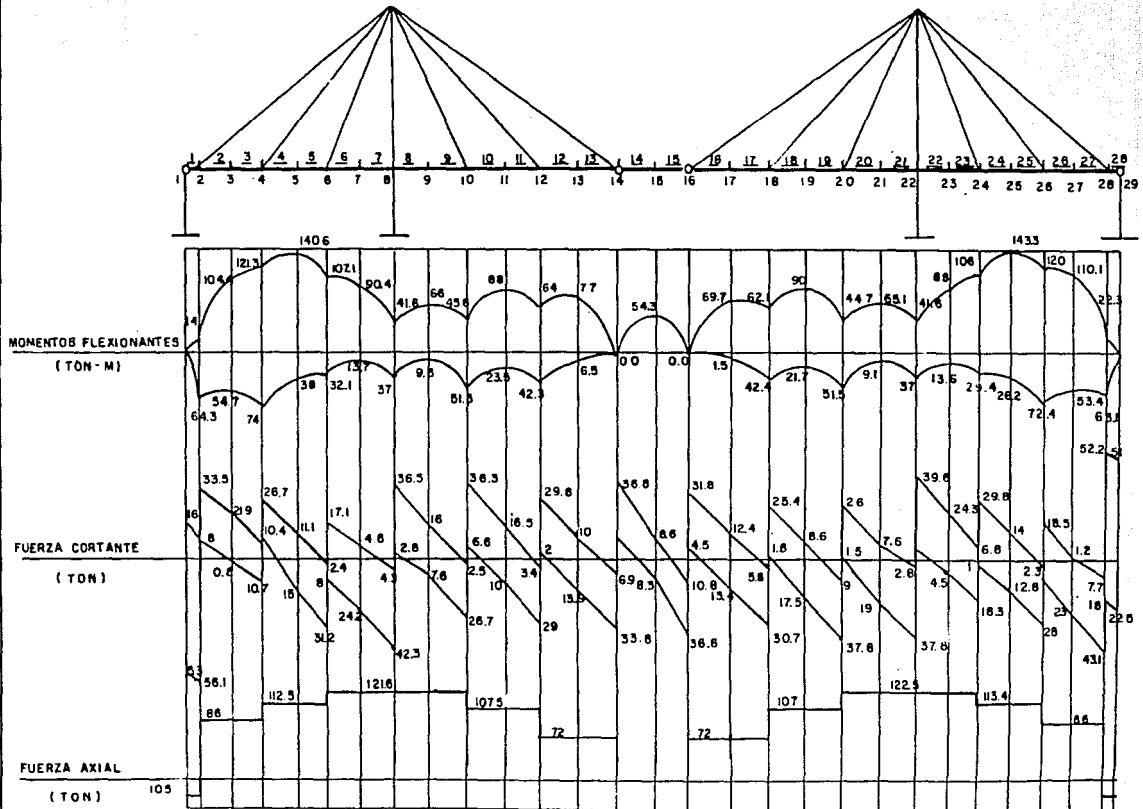


FIG. 4.10.2

PUENTE ROJO GOMEZ

TRABE LATERAL

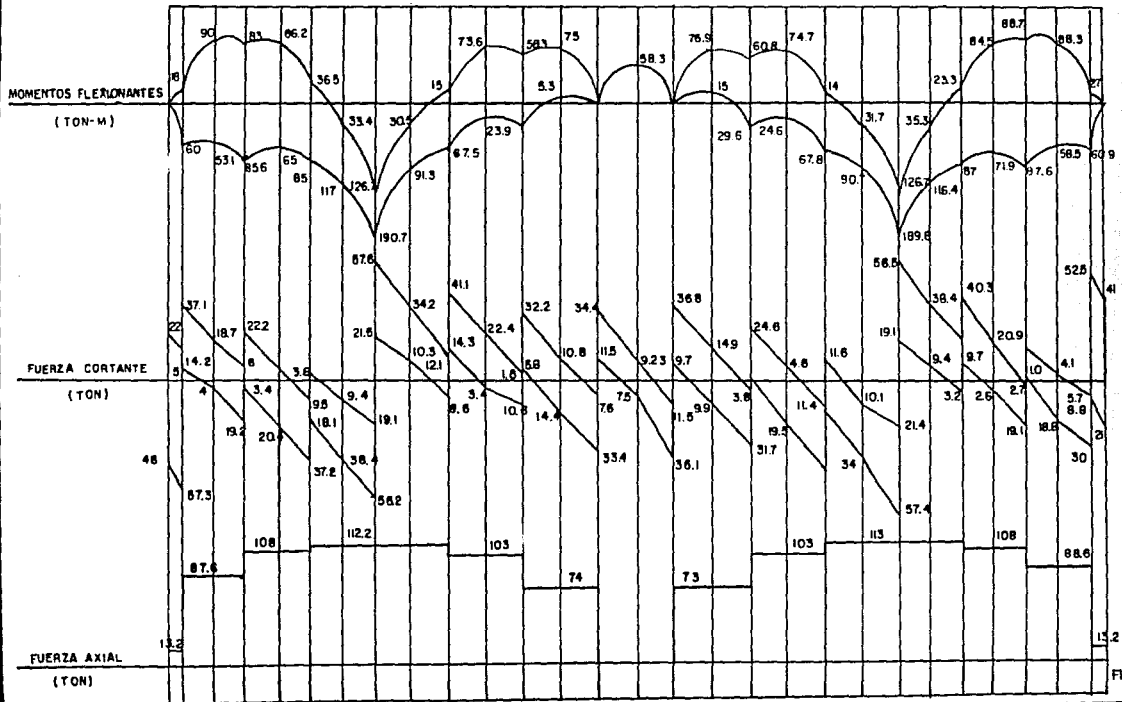
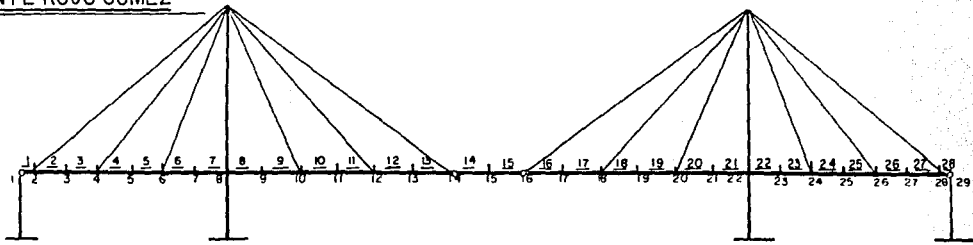


FIG. 4.10.3

# PUENTE ROJO GOMEZ

## DIAGRAMAS DE ELEMENTOS MECANICOS PARA ENVOLVENTE DE C.M.F.I.C.V. TRABE CENTRAL

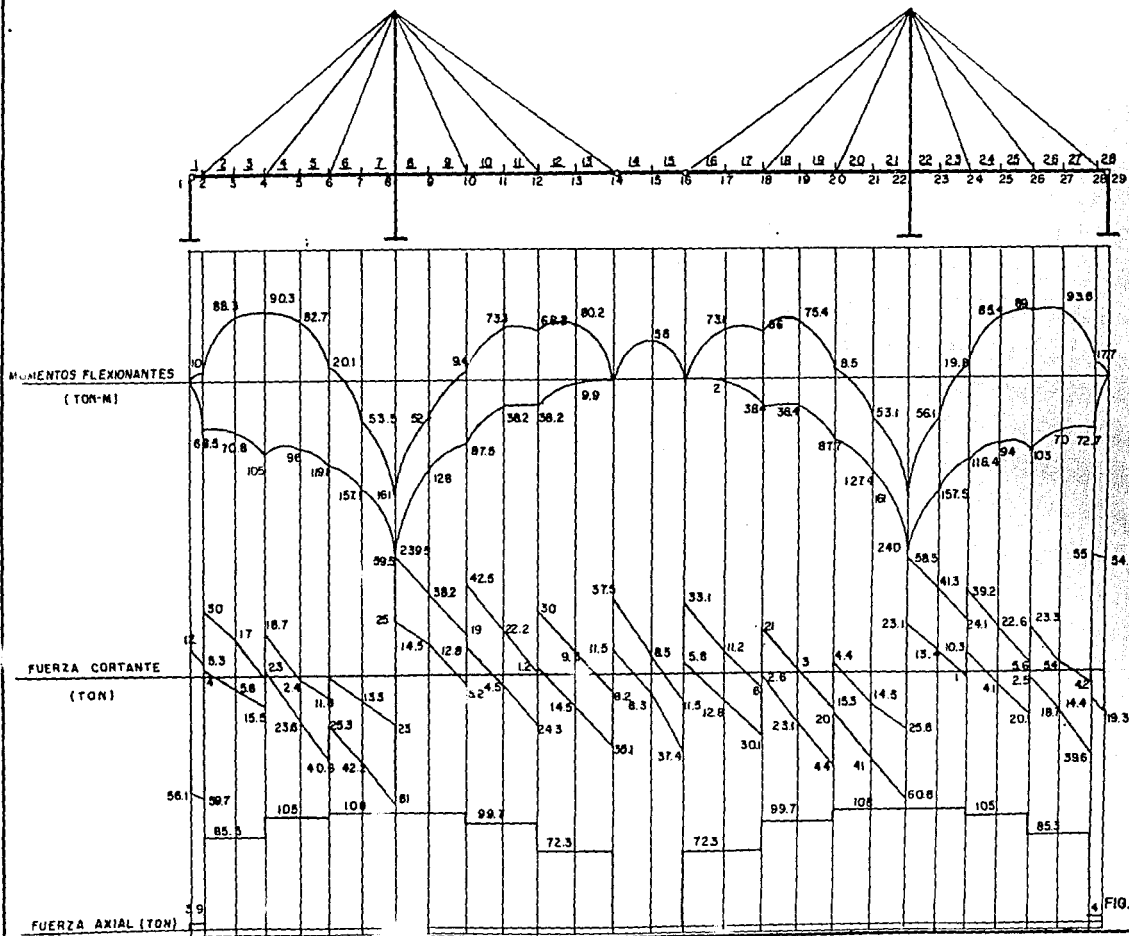


FIG. 4.10.4



## 5. Diseño

### 5.1 Diseño de elementos de acero

#### 5.1.1 Traveses principales

Una de las características importantes de un puente atirantado es la imagen de ligereza y esbeltez de la estructura, para lograr esto se requería que las traveses principales del puente tuvieran peraltes relativamente pequeños y además fueran ligeras, por lo anterior resultaron convenientes las traveses longitudinales de sección I formadas por placas.

El diseño de las traveses principales del puente se realizó de acuerdo a las Especificaciones de la AASHTO y para algunos detalles especiales fue necesario apoyarse en las normas de la AISC.

El análisis para obtener los elementos mecánicos en las traveses principales se realizó de acuerdo al criterio descrito en el capítulo 4.

Se utilizó el método de diseño por cargas de servicio (Diseño por esfuerzos permisibles), obteniendo para ello los elementos mecánicos de acuerdo con las combinaciones de carga establecidas por la AASHTO para cargas de servicio.

En general las especificaciones de la AASHTO son similares a las del AISC pero con factores de seguridad mayores.

Se puede observar en los diagramas de elementos mecánicos del capítulo anterior que las traveses principales longitudinales están sometidas en general a flexocompresión y a cortante. Para algunas condiciones de carga viva se tiene un momento flexionante grande y una fuerza axial pequeña, y para otras posiciones de la carga viva se tiene una fuerza axial grande y un momento pequeño.

La fatiga adquirió especial importancia debido a la ligereza de la estructura. Las fluctuaciones de esfuerzos originados por la carga en movimiento obligaron a incrementar las secciones de los elementos para entrar a los rangos permisibles de variación de esfuerzos.

A continuación describiremos el proceso de diseño de una de las traveses laterales del puente Rojo Gómez, por medio de un ejemplo, en el que detallaremos cada paso y las normas utilizadas.

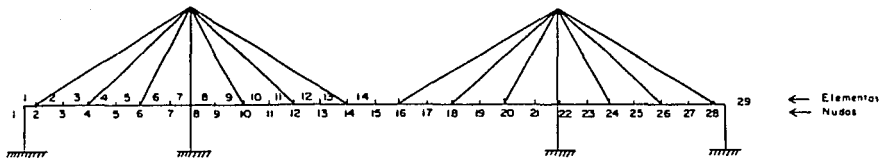


Fig. 5.1.1.1.

En la figura 5.1.1.1 se muestra el modelo hecho para el análisis bidimensional de la zona atirantada de los puentes, en el que se indica la numeración utilizada para identificar los nudos y las barras que idealizan a las traveses principales.

En la figura 4.10.1 del capítulo 4 se muestran las envolventes de elementos mecánicos para las traveses laterales del puente.

Los elementos mecánicos más importantes para la combinación de diseño los encontramos en la barra 3. La combinación de diseño está formada por carga permanente mas carga viva incrementada por el factor de impacto.

$$\begin{aligned} M_{\text{máx}} (+) &= 81.2 \text{ Ton m} & V_{\text{máx}} (+) &= 6.1 \text{ Ton} \\ M_{\text{máx}} (-) &= -87.9 \text{ Ton m} & V_{\text{máx}} (-) &= -19.1 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\text{máx}} (+) &= 87 \text{ Ton (Compresión)} \\ N_{\text{mín}} (+) &= 10 \text{ Ton (Compresión)} \end{aligned}$$

Mmáx fue provocado por la carga permanente y el camión en su posición 2, recorriéndolo a cada 2 m a partir del inicio de la zona atirantada.

Mmín fue provocado por la carga permanente y el camión en su posición 19.

Elementos mecánicos provocados en la barra 3 (nudo 4) por el:

Camión 2

Camión 19

$$\begin{aligned} M &= + 73.38 \text{ Ton. m} & M &= -58.82 \text{ Ton. m} \\ V &= + 1.15 \text{ Ton} & V &= -4.07 \text{ Ton} \\ N &= 8.02 \text{ Ton (Tensión)} & N &= 33.41 \text{ Ton (Compresión)} \end{aligned}$$

Elementos mecánicos provocados en la barra 3 (nudo 4) por la carga permanente:

$$\begin{aligned} M &= - 14.19 \text{ Ton. m} \\ V &= - 5.0 \text{ Ton} \\ N &= 20 \text{ Ton (Compresión)} \end{aligned}$$

#### Combinación de elementos mecánicos

La combinación de elementos mecánicos que rige para el diseño de la grabe es:

$$P = (C. \text{ Perm}) + (C. \text{ Viva} + I)$$

Donde:

C. Perm = Acción por cargas permanentes  
 C. Viva = Acción por carga viva - (Una posición de camión)-  
 I = Impacto = 1.3

Comb. 1 (Camión 2)

Mdis 1 = 81.2 Ton. m  
 Vdis 1 = -3.50 Ton  
 Ndis 1 = 9.57 Ton (Comp.)

Comb. 2 (Camión 19)

Mdis 2 = -87.9 Ton. m  
 Vdis 2 = 10.30 Ton  
 Ndis 2 = 63.43 Ton (Comp.)

Diseño por esfuerzos combinados

Según el AASHTO:

Todos los miembros sujetos a carga axial y flexión deberán diseñarse para satisfacer los siguientes requerimientos:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1 - \frac{f_a}{F_a}) F_{by}} \leq 1.0 \quad (1.33)$$

(1.33 para acciones accidentales)

Y,

$$\frac{f_a}{0.472 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0, \text{ en los puntos de soporte.}$$

Donde:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{F.S. (KbLb/rb)^2}$$

En las fórmulas anteriores:

- $f_a$  = Esfuerzo actuante por carga axial  
 $f_{bx}$  o  $f_{by}$  = Esfuerzo actuante por flexión alrededor del eje X-X y Y-Y respectivamente.  
 $F_a$  = Esfuerzo permisible por carga axial, si únicamente actuara ésta, tomando en cuenta el pandeo.  
 $F_{bx}$ ,  $F_{by}$  = Esfuerzo permisible por flexión, calculado como si la flexión actuara sola, alrededor del eje X-X y Y-Y, respectivamente.  
 $F_e$  = Esfuerzo de pandeo de Euler, dividido entre el factor de seguridad.  
 $E$  = Módulo de elasticidad del acero.  
 $K_b$  = Fact. de longitud efectivo en el plano de pandeo.  
 $L_b$  = Longitud sin arriostras en el plano del pandeo.  
 $r_b$  = Radio de giro en el plano de pandeo.  
 $C_{mx}$ ,  $C_{my}$  = Coeficiente alrededor del eje X-X y Y-Y, respectivamente.  
 $F.S.$  = Factor de seguridad = 2.12

Obtención de los valores para cada término:

Cálculo de  $f_a$

$$f_a = \frac{P}{A}$$

$P$  = Carga axial actuante =  $N_d \times 2 = 63.43$  Ton

$A$  = Área de la trabe =  $386 \text{ cm}^2$

$$f_a = \frac{63430}{386} = 164.33 \text{ kg/cm}^2$$

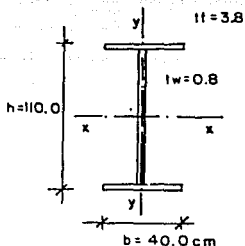
### Cálculo de $F_a$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = 126 \text{ para acero A-36}$$

Factor de long. efectiva

$$K = 1.0$$

$L = 2.16 \text{ m}$  (Distancia entre piezas de puente).



$$A = 385.92 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = 929,100 \text{ cm}^4$$

No existe posibilidad de pandeo alrededor de Y-Y ya que la trabe se encuentra unida a la losa y la guarnición.

Sección de la trabe

$$r = \sqrt{\frac{I_{xx}}{A}} = 49.06 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{(1.0)(216)}{49.06} = 4.40 \ll C_c \therefore F_a \text{ se calcula con la siguiente fórmula:}$$

$$F_a = \frac{F_y}{F.S.} \left[ 1 - \frac{(Kl/r)^2 F_y}{4 \pi^2 E} \right]$$

$$F_a = \frac{2530}{2.12} \left[ 1 - \frac{(4.40)^2 2530}{4 \pi^2 E} \right] = \underline{1193} \text{ kg/cm}^2$$

### Cálculo de $f_{bx}$ y $f_{by}$

$$M_x = M_{dis} 2 = -87.9 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 0$$

$$f_{bx} = \frac{M}{S} \quad S = \frac{I}{y} = \frac{929\,110}{55} = 16893 \text{ cm}^3$$

$$f_{bx} = \frac{87.9 \times 10^5}{16\,893} = 520.33 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de F<sub>bx</sub>

$$F_{bx} = 0.55 F_y \left[ 1 - \frac{(l/r')^2 F_y}{4\pi^2 E} \right]$$

- l = longitud entre secciones a compresión por flexión arriostradas.  
 l = 2.16 m

$$(r')^2 = \frac{b^2}{12}$$

b = ancho de 1/2 patín  
 b = 20 cm

$$r = 33 \text{ cm}$$

$$(l/r') = 6.55$$

$$F_{bx} = 0.55 \times 2530 \left[ 1 - \frac{(6.55)^2 \times 2530}{4 \pi^2 E} \right]$$

$$F_{bx} = \underline{1390} \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de F<sub>e</sub>

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{F.S. (Kb l/rb)^2} = \frac{\pi^2 E}{1.12 (4.40)^2} = 504984 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{Kb l}{rb} = \frac{1.0 \times 216}{49.06} = 4.40$$

Cálculo de C<sub>mx</sub>

Se tomará C<sub>mx</sub> = 0.85 para considerar un factor de seguridad.

Fórmulas de interacción

$$I) \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right) F_{bx}} = \frac{164.33}{1193} + \frac{0.85 \times 520.33}{\left(1 - \frac{164.33}{504.984}\right) 1390} = 0.456 \leq 1.0$$

II)

$$\frac{f_a}{0.472 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{164.33}{1194} + \frac{520.33}{1390} = 0.51 \leq 1.0$$

Se puede ver en los resultados de las fórmulas de interacción que las trabes laterales del puente tienen una resistencia ante cargas estáticas mucho mayor que los esfuerzos a que se ve sometida.

La razón por la que estas piezas se encuentran tan sobradas ante acciones estáticas es para tomar en cuenta el efecto de la fatiga, que resultó determinante y rigió para el diseño.

Diseño por fatiga

Con los momentos máximos y mínimos, y sus correspondientes fuerzas axiales se obtendrán las variaciones reales de esfuerzos en las placas que forman a la trabe los cuales deberán ser menores o iguales que los rangos permisibles establecidos por las normas (AASHTO).

Obtención de la variación real de esfuerzos

La diferencia entre los esfuerzos máximo y mínimo que se presentan en una misma sección de un elemento se denomina rango real de esfuerzos.

Anteriormente se calcularon las combinaciones de elementos mecánicos 1 y 2, con ellas se obtendrán los esfuerzos máximos y mínimos que se presentan en un mismo patín de la trabe lateral, por medio de la fórmula de la escuadria.

$$\pm = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S} \quad \begin{array}{l} A = 386 \text{ cm}^2 \\ S = 16893 \text{ cm}^3 \end{array}$$



$$\sigma_1 = \frac{9570}{386} + \frac{81.2 \times 10^5}{16893} = 505.46 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_1$  = Esfuerzo de compresión para M (+) en el patín superior.

$$\sigma_2 = \frac{63430}{386} - \frac{87.9 \times 10^5}{16893} = -356 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_2$  = Esfuerzo de tensión para M (-) en el patín superior.

Rango real de esfuerzos = 861 kg/cm<sup>2</sup>

Rango real de esfuerzos (sin considerar impacto) = 660 kg/cm<sup>2</sup>

#### Determinación del rango permisible de esfuerzos

El rango permisible de esfuerzos depende de:

- El tránsito diario promedio sobre el puente.
- El tipo de elemento de que se trate en cuanto a su importancia para la estructura.
- El tipo de detalles de unión que la constituyen, su forma, etc.

Para los puentes sobre la Calzada Ignacio Zaragoza el tránsito varía de un puente a otro, se espera que transiten menos de 2500 vehículos pesados de diseño en un día. Esto nos coloca en la condición de 500 000 a 2000 000 de ciclos de carga para la revisión por fatiga.

Las traves laterales son elementos de los cuales depende la estabilidad de la estructura por lo que se consideran piezas de importancia mayor para su revisión.

Las traves principales son, en general, piezas con los detalles de unión soldados que se muestran en la figura 5.1.1.2.

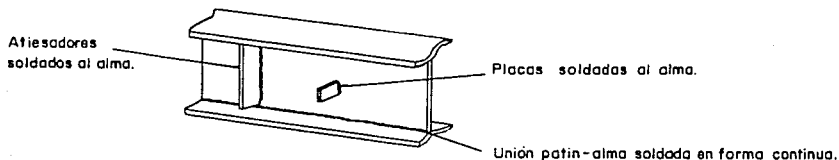


Fig. 5.1.1.2

Para la condición anterior las normas AASHTO establecen un rango máximo de esfuerzos para efectos de fatiga de:

Para más de 2 millones de ciclos  $\frac{775}{844}$  kg/cm<sup>2</sup>  
 Para 2 millones de ciclos  $\frac{775}{844}$  kg/cm<sup>2</sup>

Los rangos de esfuerzos permisibles anteriores son muy semejantes a los rangos reales, la condición de más de 2 millones de ciclos con impacto es más desfavorable.

Con lo anterior se comprueba la importancia de los efectos de la fatiga, para poder cumplir con el rango real de esfuerzos establecidos por las normas fue necesario incrementar los espesores de la trabe, aún cuando por resistencia ante cargas estáticas no se requiere.

#### Revisión ante fuerza cortante.

El cortante no resultó importante en el diseño de las trabes principales ya que se colocaron atiesadores a ambos lados del alma a cada 2.50 m aproximadamente.

A continuación se muestra la revisión por cortante de las trabes principales laterales del puente Rojo Gómez.

Según el AASHTO:

Los atiesadores intermedios pueden ser omitidos si el espesor del alma no es menor que  $D/150$  y el esfuerzo cortante actuante en la sección gruesa del alma,  $f_v$ , es menor que el valor que arroje la siguiente fórmula:

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

Donde:

- D = Peralte del alma entre patines, en pulgadas.
- tw = Espesor del alma en pulgadas.
- Fv = Esfuerzo permisible a cortante, en psi.

Revisaremos la condición en cuanto al espesor del alma, el espesor existente es de 0.8 cm.

$$D/150 = 0.268 \text{ pulg} = 0.68 \text{ cm}; \text{ se cumple que } tw > D/150.$$

El cortante máximo sobre la trabe (en la zona atirantada del puente) es de 58.30 Ton. (Ver el diagrama envolvente de la fig. 4.10.1).

El esfuerzo cortante actuante es:

$$f_v = 662.5 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante permisible sin atiesadores es:

$$F_v = \frac{7.33 \times 10^7}{(D/tw)^2} \leq \frac{F_y}{3} \quad \begin{array}{l} D = 40.3 \text{ pulg.} = 102 \text{ cm} \\ tw = 0.315 \text{ pulg.} \end{array}$$

$$F_v = \frac{7.33 \times 10^7}{(40.3/0.314)^2} = 4478 \text{ psi} \leq 12000 \text{ psi}$$

$$F_v = 315 \text{ kg/cm}^2$$

$f_v > F_v$ , por lo tanto se requieren atiesadores intermedios.

Cuando los atiesadores intermedios son requeridos, el espaciamiento entre ellos debe ser tal que el esfuerzo cortante actuante no debe exceder el valor dado por la siguiente fórmula. El espaciamiento máximo se limitará a  $3/D$  ó  $D \left( \frac{260}{D/tw} \right)^2$

$$F_v = \frac{F_y}{3} \left[ C + \frac{0.87 (1 - C)}{\sqrt{1 + (d/D)^2}} \right]$$

Donde:

$$\frac{6000 \sqrt{K}}{\sqrt{F_y}} \leq (D/tw) \leq \frac{7500 \sqrt{K}}{\sqrt{F_y}}$$

$$C = \frac{6000 \sqrt{K}}{(D/tw) \sqrt{F_y}}$$

Para:

$$D/tw > \frac{7500 \sqrt{K}}{\sqrt{F_y}}$$

$$C = \frac{4.5 \times 10^7 \sqrt{K}}{(D/tw)^2 F_y}$$

En ambos casos:

$$K = 5 + \frac{5}{(d_o/D)^2}$$

$d_o$  = Espaciamiento entre los atiesadores intermedios.

Capacidad con atiesadores a cada 2.16 m a ambos lados del alma

$$K = 5 + \frac{5}{(d_o/D)^2} = 5 + \frac{5}{(216/102)^2} = 6.11$$

$$D/t_w = 102/0.8 = 127.5$$

$$\frac{7500\sqrt{K}}{\sqrt{F_y}} = 97.75 < D/t_w$$

Por lo tanto:

$$C = \frac{4.5 \times 10^7 K}{(D/t_w)^2 F_y}$$

$$C = \frac{4.5 \times 10^7 \times 6.11}{(127.5)^2 \times 36000} = 0.47$$

$$F_v = \frac{F_y}{3} \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] = 12000 \left[ 0.47 + \frac{0.87(1-0.47)}{\sqrt{1+(216/102)^2}} \right] =$$

$$= 8003 \text{ psi} = \underline{563} \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Capacidad} = F_v \times A = 110 \times 0.8 \times 563 = 49\,544 \text{ Kg}$$

El cortante máximo de 58.30 Ton se encuentra a la zona del apoyo de concreto junto al primer cable, donde existen atiesadores de las piezas de puente a cada 1.20 m aproximadamente, por lo que la resistencia a fuerza cortante se incrementa en forma importante.

La capacidad anterior calculada (Cap = 49.54 Ton) es mucho mayor que cualquiera de los cortantes actuantes en la trabe principal a lo largo de la zona atirantada, por lo que este efecto es tomado con facilidad por la trabe y sus atiesadores.

Los requisitos más importantes para el diseño de las trabes principales ya se han mencionado, adicionalmente existen otros que particularizan sobre algunos efectos o condiciones que se deben cumplir. En caso de necesitar consultarlos se puede acudir a las Especificaciones AASHTO y AISC.

#### Relación ancho espesor en patines

De acuerdo con las normas AASHTO:

La relación entre el ancho de la placa del patín a compresión y su espesor no deberá exceder el valor determinado por la fórmula:

Relación  $b/t$  máx  $\Rightarrow b/t = \frac{3250}{\sqrt{F_b}}$  pero en ningún caso excederá de 24.

Asumiendo que  $f_b = 0.50 F_y = 0.5 \times 36000 = 18000$  psi

$$\frac{b}{t} = \frac{3250}{\sqrt{18000}} = 24.22$$

Relación  $b/t$  existente:

$b$  real = 25 cm (la mitad del ancho del patín total)

$t$  real = 3.8 ó 2.54 cm

$(b/t)$  real = 9.84 (para  $t_f = 2.54$ )

Se cumple que  $(b/t)$  real <  $(b/t)$  máx

Adicionalmente debe cumplirse que cuando el esfuerzo de compresión por flexión en uno de los patines sea igual a  $0.55 F_y$ , la relación  $b/t$  no debe exceder de:

$$\text{Para acero A-36 } b/t \leq 23$$

Esta condición también se cumple.

#### Relación de esbeltez del alma

No se colocarán atiesadores transversales si:

$$t_w = \geq D/150$$

Donde:  $D$  = Peralte sin soportar o entre patines de la placa del alma.

$$\text{Como } D = 155 \text{ cm}$$

$$t_w \geq 155/150 = 1.03 \text{ cm}$$

Como  $t_w$  existente es 1.0 cm no se requieren atiesadores transversales por esbeltez del alma (aunque si se requieren por esfuerzo cortante actuante, como se mencionó anteriormente).

#### Reducción del esfuerzo en el patín a compresión por esbeltez del alma

Según las normas AASHTO:

Donde el esfuerzo de compresión en el patín debido a flexión sea igual al esfuerzo permisible, el espesor del alma (con atiesadores o sin ellos) no deberá ser menor que:

$$\text{Para acero A-36 } t_w \geq D/165$$

$$t_w \geq 155/165 = 0.94 \text{ cm}$$

$$t_w \text{ existente} = 1.0 \text{ cm; } (t \text{ exist} > t \text{ nec})$$

#### Interacción flexión - cortante

Si una viga de un tablero es sujeta simultáneamente a la acción de cortante y momento flexionante con la magnitud del esfuerzo cortante mayor que  $0.6 F_v$ , el esfuerzo por flexión,  $F_s$ , deberá limitarse a:

$$F_s = (0.754 - 0.34 \frac{f_v}{F_v}) F_y$$

Donde:

- $f_v$  = Esfuerzo cortante unitario promedio calculado en la sección, la carga viva deberá ser aquella que produce el máximo momento en la sección en consideración.
- $F_v$  = Esfuerzo cortante máximo permisible en esa sección.

En nuestro caso las zonas donde se producen los mayores cortantes (en la parte cercana al cable extremo) tienen momento flexionantes muy pequeños. De hecho en la zona de la primer articulación el cortante es máximo y el momento flexionante es nulo. En general se cumple que para la zona atirantada del puente los cortantes altos se encuentran en zonas de momentos no demasiado grandes, por lo que la interacción flexión cortante no provocó mayores problemas.

### Diseño de los atiesadores transversales

De acuerdo con las especificaciones AASHTO los atiesadores transversales deben cumplir una serie de requisitos para poder considerarlos adecuados, y que contribuyen a la resistencia del alma. A continuación se enlistan los requisitos establecidos para atiesadores transversales:

- Los atiesadores transversales preferentemente estarán hechos de placas soldadas a las trabes armadas. Pueden estar en pares o sencillos de un sólo lado del alma. Los atiesadores provistos de un solo lado del alma deberán estar en aplastamiento contra el patín a compresión para ser efectivos, pero no necesitan estar unidos a él.
- El momento de inercia de cualquier tipo de atiesador transversal con respecto al plano medio del alma no deberá ser menor que:

$$I = do tw^3 J$$

Donde:

$$J = 2.5 (D/do)^2 - 2, \text{ pero no menor que } 0.5$$

En estas expresiones;

- I = Momento de inercia mínimo permisible de cualquier tipo de atiesador transversal intermedio, en pulg<sup>4</sup>.
- J = Relación de rigidez requerida de un atiesador transversal con respecto a la placa del alma.
- do = Distancia real entre atiesadores en pulgadas.
- D = Peralte del alma sin soportar (entre patines), en pulgadas.
- tw = Espesor de la placa del alma, en pulgadas.

- Cuando los atiesadores estén en pares, el momento de inercia deberá tomarse alrededor de la línea central del alma. Cuando los atiesadores simples son usados, el momento de inercia debe ser tomado con respecto a la línea de contacto entre el alma y el atiesador.
- Los atiesadores no necesitan estar en contacto con el patín de tensión. En puntos de cargas concentradas los atiesadores deben estar en pares.
- El ancho de la placa del atiesador no deberá ser menor que 2 pulg. más 1/30 del peralte de la viga, y preferentemente no será menor que 1/4 del ancho total del patín de la viga. El espesor de la placa del atiesador no será menor que 1/16 de su ancho. Los atiesadores transversales serán de acero A-36.

- El área transversal del atiesador no será menor que:

$$A = [0.15 B D t_w (1-c) (f_v/F_v) - 18t_w^2] Y$$

Donde: Y = Relación entre el  $F_y$  del alma y el  $F_y$  del atiesador.  
 B = 1.0 para pares de atiesadores.  
 C = Se calcula como se indicó en el diseño por cortante.

Siguiendo las especificaciones anteriores:

Momento de inercia mínimo

$$I = d_o t_w^3 J$$

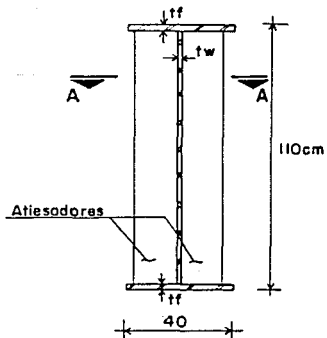
$$J = 2.5 (D/d_o)^2 - 2 \geq 0.5$$

D = Peralte sin soportar =  $110 - 2.54 \times 2 = 104.9 \text{ cm} = 41.3 \text{ pulg.}$   
 d\_o = Separación entre atiesadores =  $250 \text{ cm} = 98.4 \text{ pulg.}$

$$J = 2.5 (41.3/98.4)^2 - 2 = -1.55 < 0.5 \therefore \text{Se toma } 0.5$$

$$t_w = 0.8 \text{ cm} = 0.315 \text{ pulg.}$$

$$I = 98.4 \times (0.315)^3 \times 0.5 = 1.54 \text{ pulg}^4$$

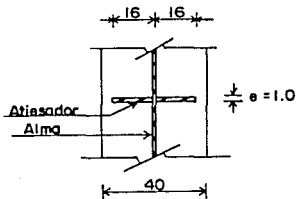


Sección transversal de la trabe principal del Puente Rojo Gómez

$$I_{nec} = 1.54 \text{ pulg}^4$$

$$I_{exist} = 1.0 \times 32^3 = 2173 \text{ cm}^4 = 65.6 \text{ pulg}^4$$

$$I_{exist} > I_{mín} \therefore \text{OK}$$



Vista A-A



Area mínima

$$A = [0.15BDtw (1-c) (fv/FV) - 18 tw^2] \gamma$$

$$A = [0.15 (1.0) (41.3) (0.315) (1-0.47) (1.0) - 18 (0.315)^2] 1.0$$

$$A = -0.75 \therefore \underline{\text{El área mínima por especificación no rige.}}$$

Ancho mínimo

$$b \geq 2 \text{ pulg} + 1/30 (D)$$

$$b \geq 2 + 1/30 \times 41.3$$

$$b \geq 3.37 \text{ pulg}$$

$$b_{\text{exist.}} = 16. \text{ cm} = 6.3 \text{ pulg} > b_{\text{mín}}$$

$$b_{\text{exist.}} > b_{\text{mín}} \therefore \text{OK}$$

$$\text{Adicionalmente } b_{\text{exist.}} > b_{\text{patín}/4}$$

Espesor mínimo

$$(b/t)_{\text{máx}} = 16$$

$$t_{\text{exist.}} = 1.0 \text{ cm}$$

$$(b/t)_{\text{exist.}} = 16$$

$$(b/t)_{\text{exist.}} = (b/t)_{\text{máx}} \therefore \text{OK}$$

### 5.1.2 Trabes principales centrales

La secuela de diseño indicada para las trabes principales laterales es idéntica a la que se utiliza para las centrales. Hay diferencias geométricas que se deben a condiciones dimensionales del puente.

La estructura del puente no podía crecer hacia abajo para dar los peraltes requeridos por diseño a causa del gálibo vertical mínimo que se debe respetar, por lo tanto, el peralte de las trabes sólo podía crecer hacia arriba, pero con un límite, que es la superficie de las guarniciones. La altura de las guarniciones es grande para proteger a la estructura (trabes principales y cables) de un impacto de vehículo, lo que dió oportunidad de crear una estructura de paso a través.

La situación para las trabes principales centrales es distinta, ya que no existe una altura de guarnición que limite su peralte. En el centro del puente en lugar de una guarnición se decidió colocar un deflector que confine adecuadamente al tránsito. Este deflector tiene una altura mayor que la de la guarnición, lo que permite crecer el peralte de las trabes centrales a 130 cm (20 cm más que las trabes laterales) a cambio, se pierde en el ancho de los patines, ya que por requerimientos de espacio para las columnas centrales de los apoyos con mástiles y por el tamaño de los equipos de anclaje y tensado se necesitó del mayor espacio libre disponible entre las dos trabes centrales, por ello se disminuyó el ancho a 30 cm (10 cm menos que el de las trabes laterales).

Modificando los espesores de las placas que forman a las trabes se logró igualar aproximadamente las propiedades de las vigas laterales y centrales, obteniendo resistencias semejantes. Las trabes centrales son un poco más rígidas que las laterales.

Al realizar los análisis por medio de modelos bidimensionales, asignando las cargas por áreas tributarias y las fuerzas en los cables en forma proporcional se obtuvieron resultados muy semejantes para las hileras laterales y centrales de cables y trabes del puente. Las pequeñas diferencias de comportamiento existentes entre las trabes laterales y centrales se deben principalmente a la diferente rigidez de los mástiles laterales y el central.

### 5.1.3 Trabes secundarias normales

Existen 3 tipos de trabes secundarias o piezas de puentes:

- a) Normales: Aquellas que soportan únicamente el peso de su área tributaria de tablero y se encuentran simplemente apoyadas en las trabes principales
- b) Especiales: Aquellas que, además de lo anterior, también reciben los efectos de la excentricidad de los cables
- c) Para sismo: Aquellas que, por medio de elementos de acero colocados en su patín inferior, transmiten en el sentido transversal del puente la fuerza generada por un sismo hacia los apoyos de concreto

En el presente inciso se indica el criterio de diseño para las trabes secundarias normales, que además son las más simples.

Las trabes secundarias normales tienen la forma que se indica en la figura 5.1.3.1.

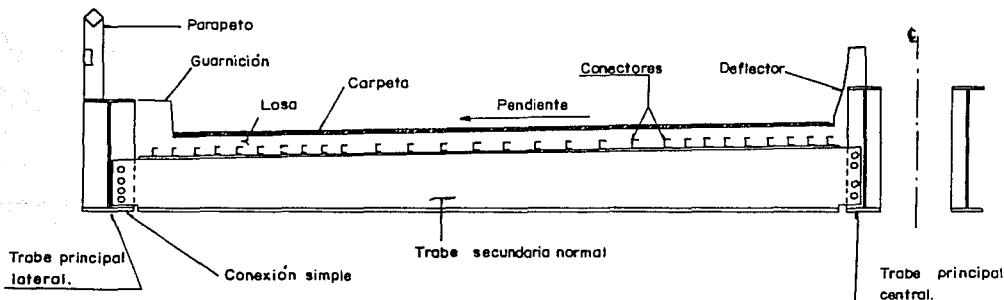


Fig.5.1.3.1

Sus principales características son:

Forman sección compuesta con la losa de concreto armado por medio de los conectores para cortante soldados en su patín superior.

Se encuentran simplemente apoyadas en las trabes principales, por lo que sus conexiones extremas atornilladas son a cortante simple.

Tienen peraltes variables para dar la pendiente de bombeo necesario para la calzada.

Al trabajar como piezas simplemente apoyadas y sin inversión de esfuerzos no resienten los efectos de la fatiga.

Los elementos mecánicos se obtienen en forma sencilla ya que se analizan como elementos isostáticos, en la figura 5.1.3.2, se ilustran el criterio de análisis y los diagramas de elementos mecánicos.

Para obtener las cargas sobre las traveses se considera su área tributaria y el peso del eje de camión HS20-44 más desfavorable, tomando en cuenta el esviajamiento del puente, que incrementa la longitud de la pieza.

Al igual que para las traveses principales, la combinación que rige para el diseño por el método de esfuerzos permisibles es la de cargas permanentes (peso propio) más carga viva incrementada por el efecto de impacto.

El diseño se realiza por aproximaciones, proponiendo una sección y revisándola, tomando en cuenta la variación del momento a lo largo de la viga y su peralte variable.

La búsqueda de la sección se puede simplificar si se define un módulo de sección  $S$  que debe cumplir la sección propuesta.

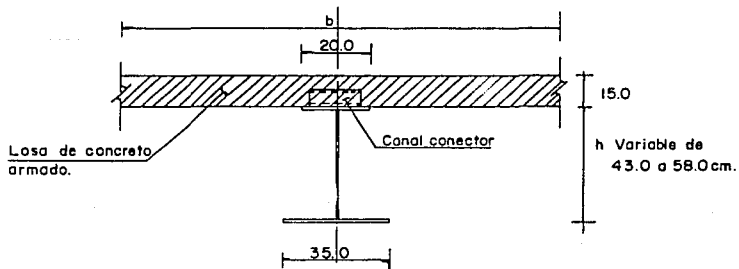
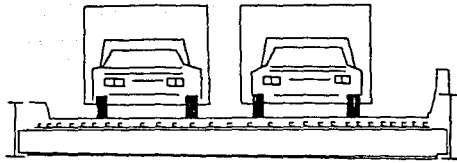
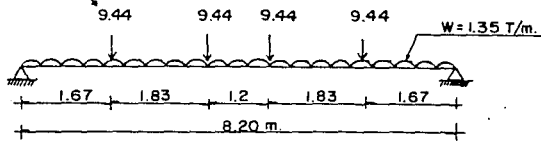


Fig. 5.1.3.3.

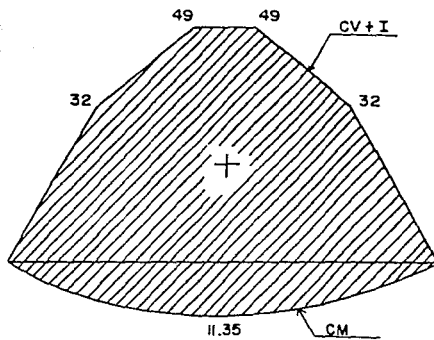


Carga viva  
mas impacto.

W = Carga por losa, carpeta y  
Papa de trabe.



Momentos  
Ton. m.



Cortantes  
Ton.

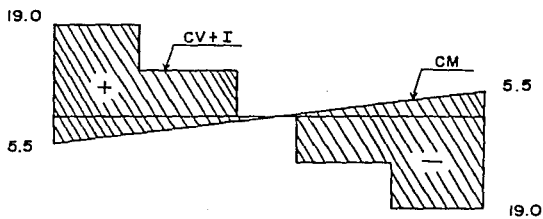


Fig. 5.1.3.2

En la figura 5.1.3.3., se muestra la forma de las traveses secundarias.

La sección compuesta se logra ligando a la losa de concreto de 15 cm de espesor con el patín superior de la trabe. Como conectores se utilizan canales de 7.5 cm de peralte y 15 cm de ancho que van soldados al patín, al formar la losa de concreto el patín a compresión, las dimensiones del patín superior de la trabe de acero pueden ser menores que las del inferior.

El ancho efectivo de la losa que contribuye a formar la sección compuesta está definido por la menor de las siguientes dimensiones:

- (1) Un cuarto del claro de la viga compuesta.
- (2) La distancia centro a centro de vigas.
- (3) Doce veces el espesor de la losa.

La separación entre las traveses secundarias varía a lo largo del puente, pero se pueden considerar una distancia mínima de 2.20 m.

El claro de la viga es de 8.20 m, aproximadamente, por lo que un cuarto del claro arroja una distancia de 2.05 m.

El espesor de la losa es de 15 cm, doce veces el espesor de la losa son 1.80 m, por lo que esta consideración rige para obtener el ancho efectivo de losa para la sección compuesta.

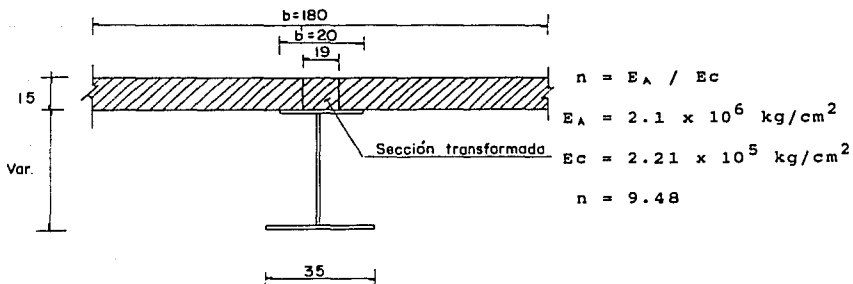


Fig. 5.1.3.4.

Utilizando el concepto de la sección transformada se convierte el ancho total de concreto en un ancho equivalente de acero ( $b'$ ), dividiendo entre la relación de módulos ( $n$ ). Ver figura 5.1.3.4.

Ahora que se tiene la sección de la trabe transformada a un solo material podemos obtener sus propiedades.

El esfuerzo máximo por flexión que se debe presentar en el patín inferior queda limitado a:

$$F_{bi} = 0.55 F_y \quad \dots(1)$$

El esfuerzo actuante máximo se debe limitar al permisible, por lo que,

$$F_{bi} = f_{bi} = \frac{M}{S_i} \quad \dots(2)$$

Donde:

$F_{bi}$  = Esfuerzo permisible por flexión  
 $f_{bi}$  = Esfuerzo actuante por flexión  
 $M$  = Momento actuante  
 $S_i$  = Módulo de sección necesario inferior

De esta forma el módulo de sección inferior debe ser mayor o igual a:

$$S_i = \frac{M}{0.55 F_y} \quad \dots(3)$$

Para obtener el módulo de sección necesario superior se procede de la siguiente forma:

El esfuerzo máximo permisible en el concreto no debe exceder de 0.4 de  $F'c$ .

La fuerza máxima permisible de compresión que se puede generar en el patín superior no debe exceder de:

$$F_{m\acute{a}x} = 0.4 f'c \times A_c \quad \dots(4)$$

$A_c$  = Área de concreto del patín a compresión

El área de concreto entre la relación de módulos ( $n$ ) se transforma en un área de acero.

$$\frac{Ac}{n} = A_s \quad \dots(5) \quad A_s = \text{Area de acero transformada}$$

$$Ac = A_s \times n \quad \dots(6)$$

Sustituyendo en la fórmula (4):

$$F_{\text{máx}} = 0.4 f'c \times A_s \times n \quad \dots(7)$$

Convirtiendo nuevamente a esfuerzos

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{F_{\text{máx}}}{A_s} = 0.4 f'c \times n \quad \dots(8)$$

$\sigma_{\text{sup}}$  = Esfuerzo en el patín superior por flexión.

$$f_{\text{bsup}} = \sigma_{\text{sup}} = 0.4 f'c \times n = \frac{M}{S_{\text{sup}}} \quad \dots(9)$$

$$S_{\text{sup}} = \frac{M}{0.4 f'c \times n} \quad \dots(10)$$

Donde:

$S_{\text{sup}}$  = Módulo de sección necesario superior.

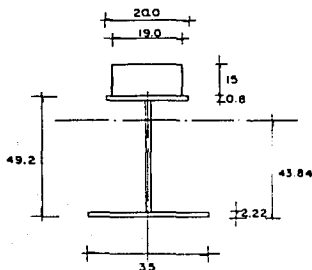
Con la magnitud del momento en diferentes secciones a lo largo de la trabe se pueden determinar los módulos de sección que debe cumplir la trabe propuesta.

Se presenta, como ejemplo, el cálculo para la porción central de la trabe secundaria, donde el momento es máximo.

$$M = 50 \text{ T.m (al centro del claro)}$$

$$S_{\text{nec sup}} = 5274 \text{ cm}^3 \text{ (Calculado con la ec. 10)}$$

$$S_{\text{nec inf}} = 3593 \text{ cm}^3 \text{ (calculado con la ec. 3)}$$



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

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 14000 \times \sqrt{f'c} = 2.21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

Sección propuesta al  
centro de la trabe.



$$n = \frac{2.1 \times 10^6}{2.2 \times 10^5} = 9.48$$

$$b \text{ patín superior} = \frac{180}{9.48} = 19 \text{ cm}$$

$$A = 19.0 \times 15 + 20 \times 0.8 + 35 \times 2.22 + 46.18 \times 0.8$$

$$A = 435.74 \text{ cm}^2$$

$$Y_c = \frac{305.1 \times 56.7 + 16 \times 48.8 + 77.7 \times 1.11 + 36.94 \times 25.31}{435.74} = 43.84 \text{ cm.}$$

$$I_{xx} = \frac{1}{12} (35 (2.22)^3 + 0.8 (46.18)^3 + 20 (0.8)^3 + 19(15)^3) + 305.1 (12.86)^2 + 16 (4.96)^2 + 36.94 (18.53)^2 + 77.7 (42.73)^2$$

$$I_{xx} = 217\,722 \text{ cm}^4$$

$$S_{inf} = \frac{217\,722}{43.84} = 4970 \text{ cm}^3 > S_{inf \text{ nec}} \quad \therefore \quad \text{Se acepta}$$

$$S_{sup} = \frac{217\,722}{20.36} = 10694 \text{ cm}^3 > S_{sup \text{ nec}} \quad \therefore \quad \text{Se acepta}$$

### Revisión por cortante

El cortante en una trabe de sección compuesta es resistido únicamente por el alma (y sus atiesadores, en caso de que los tenga).

De acuerdo con la figura 5.1.3.2, el cortante máximo es de 24.5 ton y se localiza en los apoyos de la trabe, el cortante a un peralte del apoyo es de 23.5 ton.

Si  $f_v$  es el esfuerzo cortante actuante,

$$f_v = \frac{v}{A_{alma}} = \frac{23500}{44 \times 0.8} = 667 \text{ kg/cm}^2$$

No se requeriran atiesadores transversales si el espesor del alma no es menor de  $D/150$ , donde  $D$  es el peralte sin atiesar.

$$D = 44 - (0.8 + 2.2) = 41 \text{ cm}$$

$D/150 = 0.27 \text{ cm}$      $tw = 0.8 \text{ cm}$ , por lo que es adecuado.

El  $f_v$  (Esfuerzo cortante actuante) debe ser menor de:

$$F_v = \frac{7.33 \times 10^7}{(D/tw)^2} = \frac{7.33 \times 10^7}{(41/0.8)^2} = 27\,907 \text{ psi} = 1963 \text{ kg/cm}^2$$

Y menor que  $f_y/3 = 843.3 \text{ kg/cm}^2$

Las tres condiciones anteriores se cumplen, por lo que la trabe secundaria toma en forma adecuada el cortante.

Adicionalmente debe llevarse a cabo otra revisión. En las piezas que trabajan como secciones compuestas con la losa de concreto debe tomarse en cuenta que durante el colado de la losa la trabe metálica debe ser capaz de resistir su peso propio, el peso de la losa y una carga viva que ocurre durante el colado.

#### Diseño de los conectores para cortante horizontal

La resistencia al cortante horizontal debe proporcionarse por medio de conectores mecánicos para cortante colocados en la junta entre la losa de concreto y la trabe de acero. Los conectores para cortante deben ser dispositivos mecánicos colocados transversalmente a través del patín de la trabe espaciados a intervalos regulares, los conectores para cortante deben ser diseñados por fatiga y revisados por resistencia última.

#### Diseño por fatiga

El cortante horizontal será calculado con la fórmula:

$$S_r = \frac{VrQ}{I} \quad \dots(1)$$

Donde:

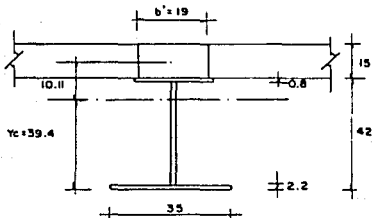
$S_r$  = Rango de cortante horizontal, en Kips por pulgada, en la junta entre la losa y la trabe en el punto del claro en consideración.

$Vr$  = Rango del cortante debido a cargas vivas e impacto en Kips, este puede ser tomado como la diferencia entre

- los cortantes máximos y mínimos de la envolvente (excluyendo carga muerta).
- $Q =$  Momento estático alrededor del eje neutro de la sección compuesta formada por el área de concreto transformada (que actúa a compresión) ó el área de refuerzo embebida en el concreto para momento negativo, en pulgadas cúbicas.
- $I =$  Momento de inercia de la trabe de sección compuesta en la región de momento positivo o el momento de inercia provisto por la viga de acero incluyendo o excluyendo el área de refuerzo embebida en el concreto en las regiones de momento negativo, en pulgadas cuartas.

De acuerdo con el diagrama de cortantes que se presenta en la figura 5.1.3.2., el rango de cortantes  $V_r$  es:

$$V_r = 19.0 - 00 = 19.0 \text{ Ton} = 41.8 \text{ Kips}$$



$$n = E_A / E_c = 9.48$$

$$A = 19 \times 15 + 0.8 \times 20 + 39 \times 0.8 + 35 \times 2.2 = 409 \text{ cm}^2$$

$$y_c = 39.4$$

$$I_{xx} = 149\,310 \text{ cm}^4$$

$$Q = 305 \times 10.11 = 3083.55 \text{ cm}^3 = 188.17 \text{ pulg}^3$$

Utilizando la fórmula (1):

$$S_r = \frac{V_r Q}{I} = \frac{(41.8)(188.17)}{3587} = 2.193 \text{ Kips/pulg}$$

El rango permisible de cortante horizontal,  $Z_r$ , en libras para un solo conector es:

$$Z_r = BW \quad \dots (2)$$

Donde:

$w$  = Longitud del canal conector en pulgadas, medida en dirección transversal sobre el patín de la trabe.

$w$  = 15 cm = 5.9 pulgadas.

$B$  = 2400, para 2 millones de ciclos.

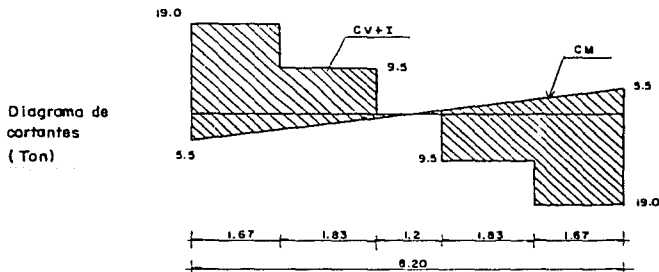
$$Z_r = 2400 \times 5.91 = \underline{14\ 184\ lb}$$

La separación necesaria entre conectores es determinada dividiendo el rango de cortante horizontal permisible entre el cortante horizontal actuante.

Siendo  $d$  la separación entre conectores:

$$d = \frac{Z_r}{S_r} = \frac{14.184}{2.19} = 6.47\ \text{pulg} = \underline{16.45\ \text{cm}}$$

La distribución de los cortantes nos obliga a calcular otra separación para el siguiente tramo donde el cortante cambia drásticamente.



En la siguiente sección donde cambia el cortante.

$$V_r = 9500\ \text{kg} = 20.90\ \text{Kips}$$

$$S_r = \frac{V_r \cdot Q}{I} = \frac{(20.9)(201.34)}{(3838)} = 1.09\ \text{Kips/pulg}$$

Al aumentar el peralte aumenta también I y Q.

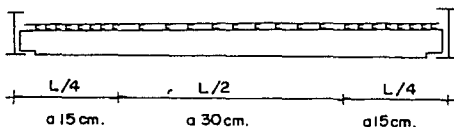
$$Zr = 14.184 \quad lb$$

La nueva separación entre conectores es:

$$d = \frac{14.184}{1.09} = 13.02 \text{ pulg} = 33.05 \text{ cm}$$

Hay otro pequeño tramo donde nuevamente cambia el cortante, pero ahora para hacerse nulo por lo que no lo tomaremos en cuenta.

La separación entre conectores por fatiga queda como sigue:



Esta distribución debe compararse con la que se obtenga según la revisión por resistencia final.

#### Diseño por resistencia última

El número de conectores obtenidos de acuerdo con el diseño por fatiga deberá revisarse para que también sea adecuado para el diseño por resistencia final.

El número de conectores para cortante deberá ser igual ó mayor que el valor que arroje la siguiente fórmula.

$$N_i = \frac{P}{\phi S_u}$$

Donde:

- $N_i$  = Número de conectores entre puntos de máximo momento positivo y adyacentes a los soportes extremos.  
 $S_u$  = Resistencia última del conector de cortante, como se indica adelante.

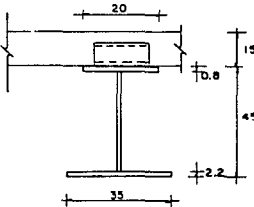
$\phi$  = Factor de reducción = 0.85  
 P = Fuerza en la losa, como se define aquí  $P_1$  o  $P_2$

En puntos de máximo momento positivo, la fuerza en la losa se tomará como el menor valor de las siguientes expresiones:

$$P_1 = A_s f_y \quad \text{ó} \quad P_2 = 0.85 f'c bc$$

Donde:

$A_s$  = Area total de la sección de acero incluyendo cubreplacas.  
 $f_y$  = Punto de fluencia del acero utilizado.  
 $f_c$  = Resistencia a la compresión a una edad de 28 días.  
 $b$  = Ancho efectivo del patín a compresión.  
 $C$  = Espesor de la losa de concreto.



$$\begin{aligned} A_{s1} &= \text{Area de la sección I} \\ &= 0.01140 \text{ m}^2 \\ A_{s2} &= \text{Area del conector} \\ &\quad (\text{muy pequeña}) \\ A_s &= 114 \text{ cm}^2 = 17.67 \text{ pulg}^2 \\ f_y &= 36000 \text{ lb/pulg}^2 \\ P_1 &= A_s f_y = 636 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 0.85 f'c bc \\ P_2 &= 0.85 \times 250 \times 180 \times 15 = 573 \text{ 750 kg} \\ &= 1262 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$P_1 < P_2 \therefore$  Rige  $P_1$  (Para puntos de momento positivo)

La resistencia última del conector para cortante esta dada por la expresión:

$$S_u = 550 \left( h + \frac{t}{2} \right) W \sqrt{f'c} \quad (\text{Para canales})$$

Donde:

$S_u$  = Resistencia última de un canal conector en libras.  
 $h$  = Espesor promedio de los patines del canal conector, en pulgadas.  
 $t$  = Espesor del alma del canal conector, en pulgadas.  
 $w$  = Longitud del canal conector, en pulgadas.  
 $f'c$  = Resistencia a la compresión de un concreto con una edad de 28 días, en libras por pulgada cuadrada.

Para un canal conector CE de 76.2 x 6.10 kg/ml (Manual YMCA).

$$h = 6.9 \text{ mm} = 0.27 \text{ pulg.}$$

$$t = 4.3 \text{ mm} = 0.17 \text{ pulg.}$$

$$w = 150 \text{ mm} = 5.91 \text{ pulg.}$$

$$Su = 550 (0.27 + 0.17/2) (5.91) \sqrt{3548} = 68\,734 \text{ lb} \\ = 31\,243 \text{ kg}$$

Por lo tanto el número mínimo de conectores será:

$$N_1 = \frac{P}{\phi Su} = \frac{636\,000}{0.85 \times 68\,734} = 10.88 \rightarrow 11 \text{ conectores}$$

El número de conectores por fatiga, para cualquier tramo, es mayor que el de resistencia última por lo que rige el diseño por fatiga.

#### 5.1.4 Traves secundarias especiales (a las que llega cable)

La conexión de los cables a las traves principales se realiza por su parte exterior, de forma que la fuerza de tensión en el cable actúa con una excentricidad con respecto al alma de la trave principal. Esta excentricidad provoca un momento (de torsión) que debe ser transmitido a las traves secundarias cercanas al cable para evitar el volteo de la trave principal. (Ver figura 5.1.4.1).

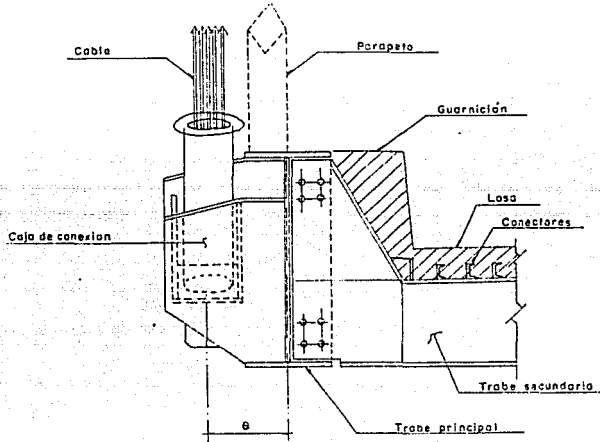


Fig. 5.1.4.1

En la figura 5.1.4.1 se muestra la conexión de los cables a la trave principal (caja de conexión) y la conexión de las traves secundarias especiales a la principal. La caja de conexión es un arreglo de placas soldadas al alma y patines de la trave principal, en su interior se aloja el anclaje activo del tirante. La conexión de las traves secundarias especiales a las principales es atornillada y diseñada especialmente para poder transmitir el efecto de volteo ya descrito, para ello se les dió una forma especial en sus extremos atornillados.

Se colocaron una o dos traves secundarias especiales en los lugares donde se encuentran las cajas de conexión a lo largo de las traves principales, dependiendo de la importancia del efecto de volteo, de forma que para los cables extremos (ver figura 5.1.4.2), se coloca un par de traves secundarias y para los cables interiores solo una, como se indica en la fig. 5.1.4.3.



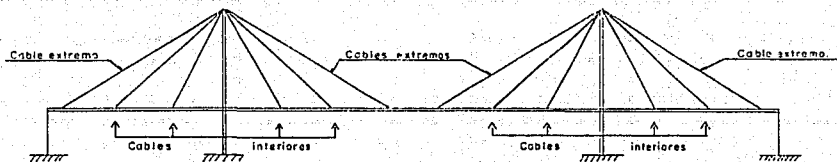


Fig. 5:1.4.2

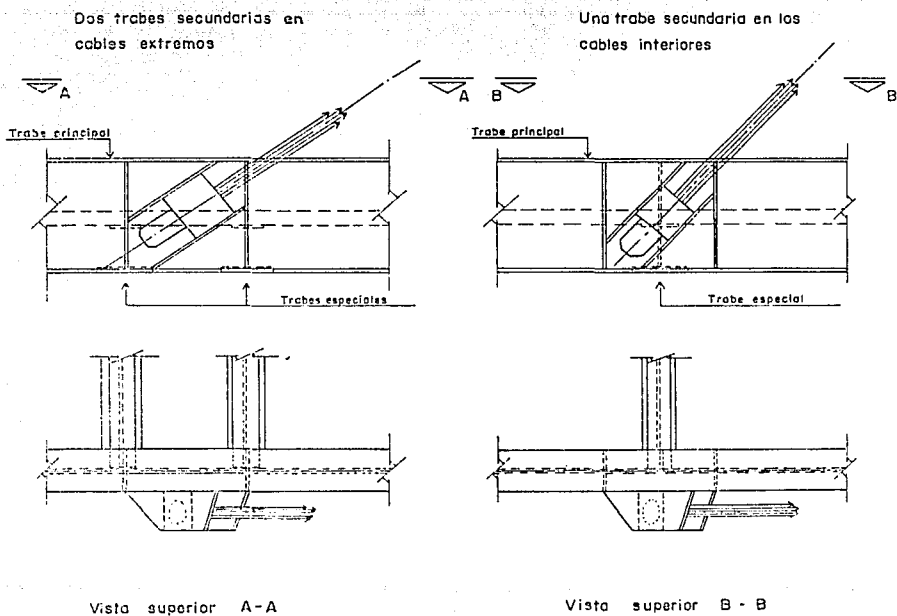


Fig. 5.1.4.3.

La fuerza de tensión en el tirante tiene 2 componentes, una horizontal y una vertical. La componente horizontal se puede transformar en una fuerza axial para la trabe longitudinal, y la componente vertical provoca una fuerza cortante y un momento de torsión. (Ver figura 5.1.4.4).

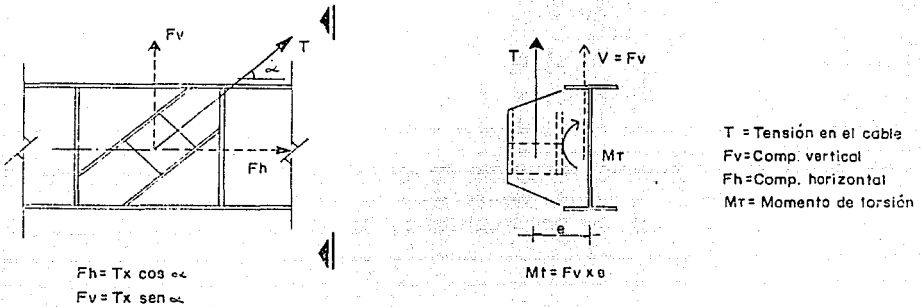


Fig.5.1.4.4.

La excentricidad  $e$  depende del tamaño del sistema de anclaje, para el puente Rojo Gómez es de 40 cm aproximadamente para el caso más desfavorable.

La forma de tomar el momento torsionante en la trabe principal es transmitiendo el par que lo forma hacia las trabes secundarias adyacentes de la siguiente forma. (Ver figura 5.1.4.5).

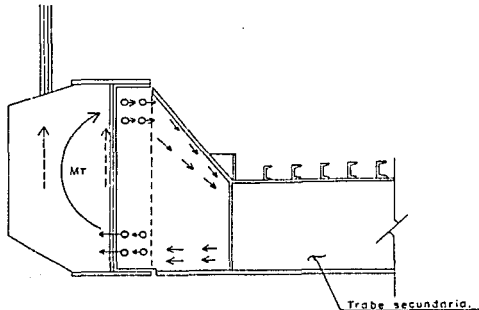


Fig. 5.1.4.5

En la figura 5.1.4.5, se aprecia como el momento torsionante hacia la trabe secundaria por medio de la conexión atornillada.

Al transmitir el par de esta forma se generan varios efectos en la trabe secundaria, el más importante es una flexión que será constante a lo largo de toda la viga y que se equilibrará con la flexión provocada por la tensión en el cable del extremo opuesto, de forma que la pieza se puede idealizar como un elemento con momentos aplicados en sus puntos soporte o con 2 cantilever, uno en cada extremo. (Ver figura 5.1.4.6).

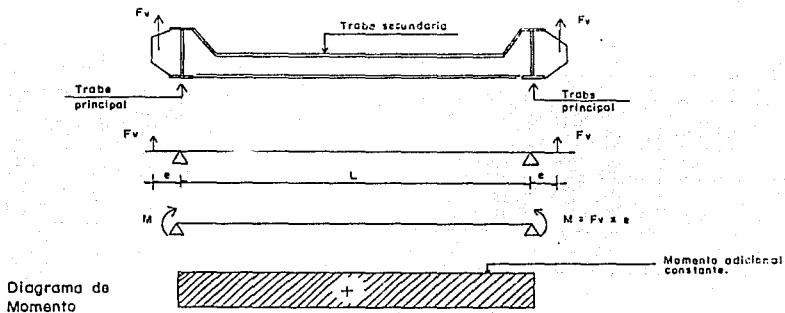


Fig. 5.1.4.6

En la figura 5.1.4.6, se muestra la idealización de la trabe secundaria especial con el momento adicional que recibe por la excentricidad de los cables con respecto a las traveses principales. El momento adicional es constante y se debe sumar al provocado por la carga viva y el peso propio.

Una vez obtenidos los elementos mecánicos, la secuela de diseño es idéntica a la que se utilizó para las traveses secundarias normales, con la salvedad de la forma en sus extremos y su conexión atornillada cuyo diseño se describirá más adelante.

A continuación se sintetiza el proceso de diseño de acuerdo a lo indicado.

La excentricidad  $e$  es de 40 cm en una de los extremos y de 50 cm en el otro. A partir de la figura 5.1.4.7 se determinará la tensión en el cable que provoca la máxima componente vertical.

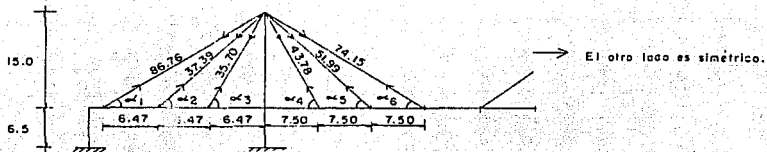


Fig. 5.1.4.7 Tensiones de diseño para los cables laterales.

Cable	Angulo	Tensión (Ton)	Comp. vertical (Ton)
1	$\alpha_1$ 37.67°	86.76	53.02 (Entre 2 traves secundarias)
2	$\alpha_2$ 49.22	37.39	28.31
3	$\alpha_3$ 66.67	35.70	32.78
4	$\alpha_4$ 63.43	43.78	39.15
5	$\alpha_5$ 45.00	51.99	36.76
6	$\alpha_6$ 33.69	74.15	41.13 (Entre 2 traves secundarias)

En la tabla anterior se observa que el cable 4 tiene la mayor componente vertical, por lo que se tomará para el diseño.

El momento de volteo de la trabe principal lateral vale:

$$M = Fr \times e$$

$$M = 39.15 \times 0.40$$

$$M = 15.66 \text{ Tm}$$

Procediendo de la misma forma el momento de volteo para la trabe principal central vale:

$$M = 19.60 \text{ T.m.}$$

El diagrama de momentos para la trabe secundaria especial se muestra en la figura 5.1.4.8.

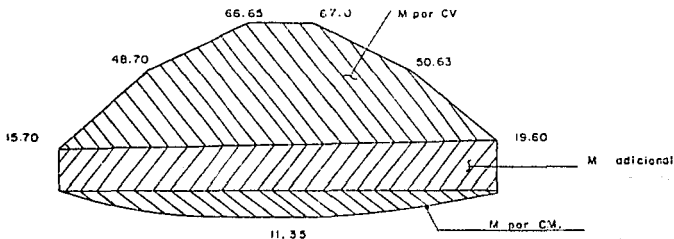


Fig. 5.1.4.8 Diagrama de M para la trabe secundaria a la que llega cable.

Los módulos de sección necesarios superior e inferior valen (obtenidos con las ecuaciones 3 y 10 del inciso 5.1.3).

$$S_{\text{sup}} = 7053 \text{ cm}^3$$

$$S_{\text{inf}} = 4815 \text{ cm}^3$$

La sección que se muestra en la figura 5.1.4.9, es adecuada para las solicitaciones anteriores, por lo que las traveses secundarias especiales tienen esas dimensiones.

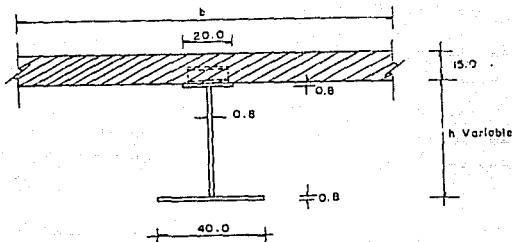


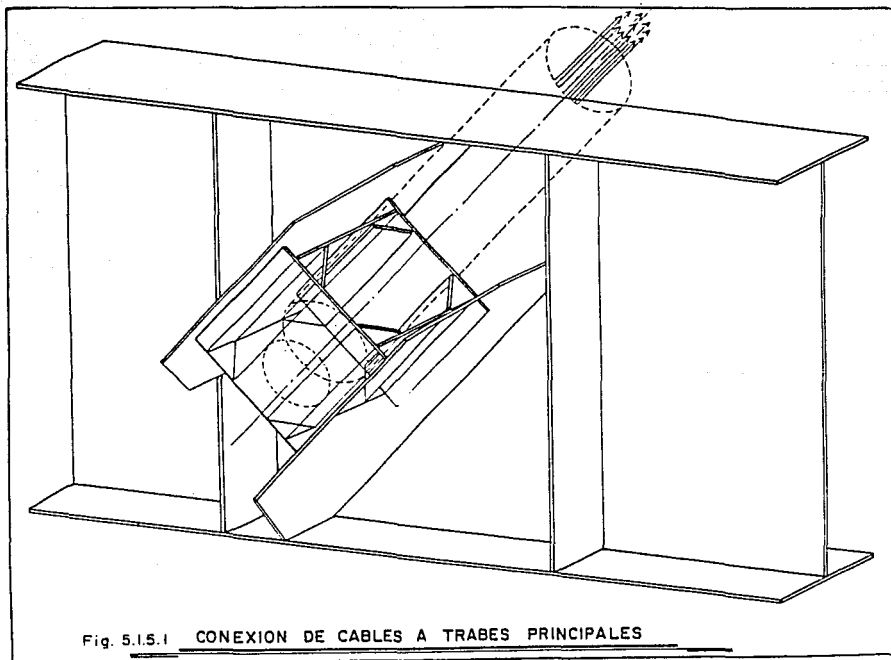
Fig. 5.1.4.9. Sección de traveses secundarios especiales.

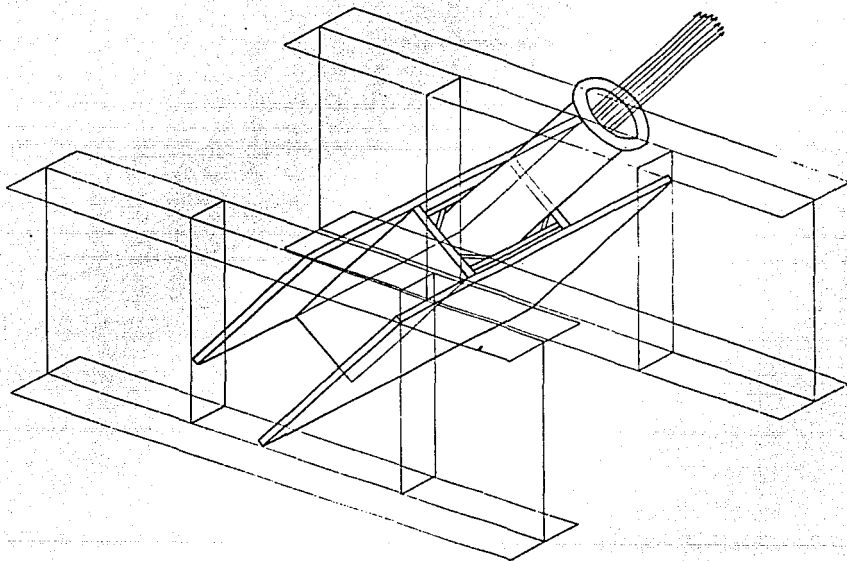
### 5.1.5 Conexión de cables a traves principales

Para conectar a los cables con las traves longitudinales del puente se diseñó un arreglo de placas (caja de conexión) soldado al alma y a los patines de la trabe.

El arreglo de placas tiene la forma que se indica en la figura 5.1.5.1.

Las cajas de conexión centrales son similares a las laterales, pero van soldadas a ambas almas de las traves centrales. (Ver figura 5.1.5.2).





Conexión de cables a traves principales centrales

Fig. 5.1.5.2

La localización de las cajas de conexión centrales y laterales se ha hecho de forma que coincidan con las mismas traveses secundarias, para que siempre se logre una condición de equilibrio de los momentos en las traveses secundarias.

Las fuerzas en los cables centrales son del orden del doble de las laterales y su excentricidad con respecto al alma de las traveses es casi la misma, por lo que la secuela de diseño es similar.

A continuación se describe el proceso de diseño de las cajas de conexión laterales del puente Rojo Gómez.

Las cajas de conexión son similares en forma para todos los cables laterales del puente variando entre ellas su ángulo de inclinación, sus dimensiones generales y los espesores de las placas que las forman.

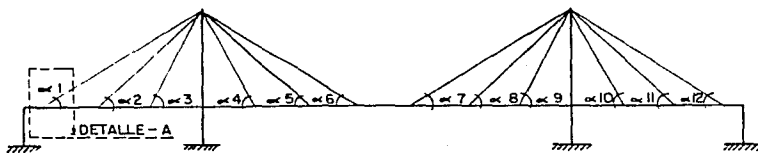


Fig. 5. 1. 5. 3.



La inclinación exacta de la caja de conexión es primordial para el adecuado funcionamiento del sistema de anclajes de los cables, por lo que se debe cuidar que el detalle geométrico se realice en forma precisa. (Ver figura 5.1.5.3 y 5.1.5.4). Además del ángulo de inclinación horizontal  $\alpha$  existe un ángulo pequeño de inclinación vertical  $\beta$ . Definir la geometría exacta y los niveles del puente se hace complejo debido a su esviaje.

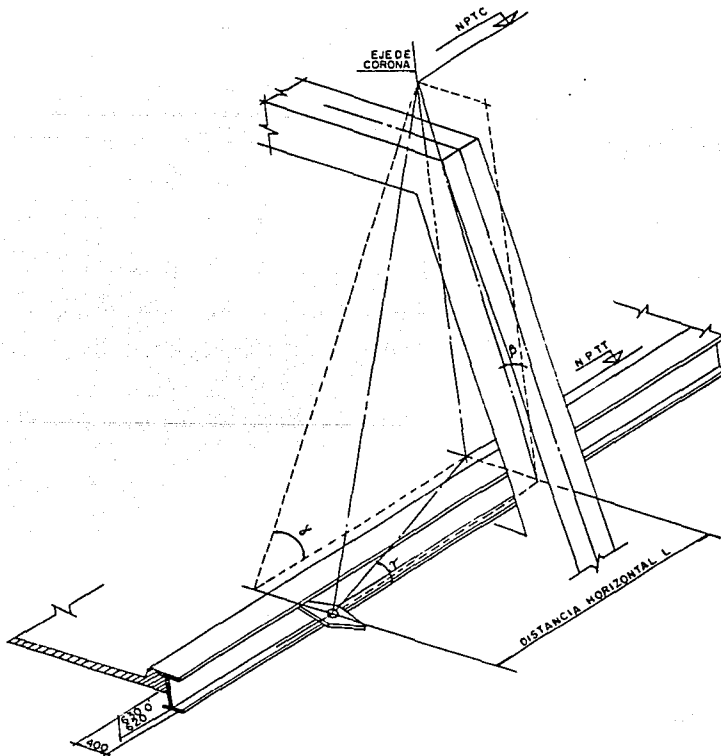


Fig. 5.1.5.4.

Primero se mencionará cuales son las partes que forman a la caja de conexión para después indicar como se diseña cada una. En la figura 5.1.5.5. se presenta una vista lateral de la trabe principal y la caja de conexión y en la figura 5.1.5.6., se muestra un corte de la caja de conexión. Las dimensiones de la caja quedan determinadas por el tamaño del sistema de anclaje.

En forma general el funcionamiento de la caja de conexión es el siguiente:

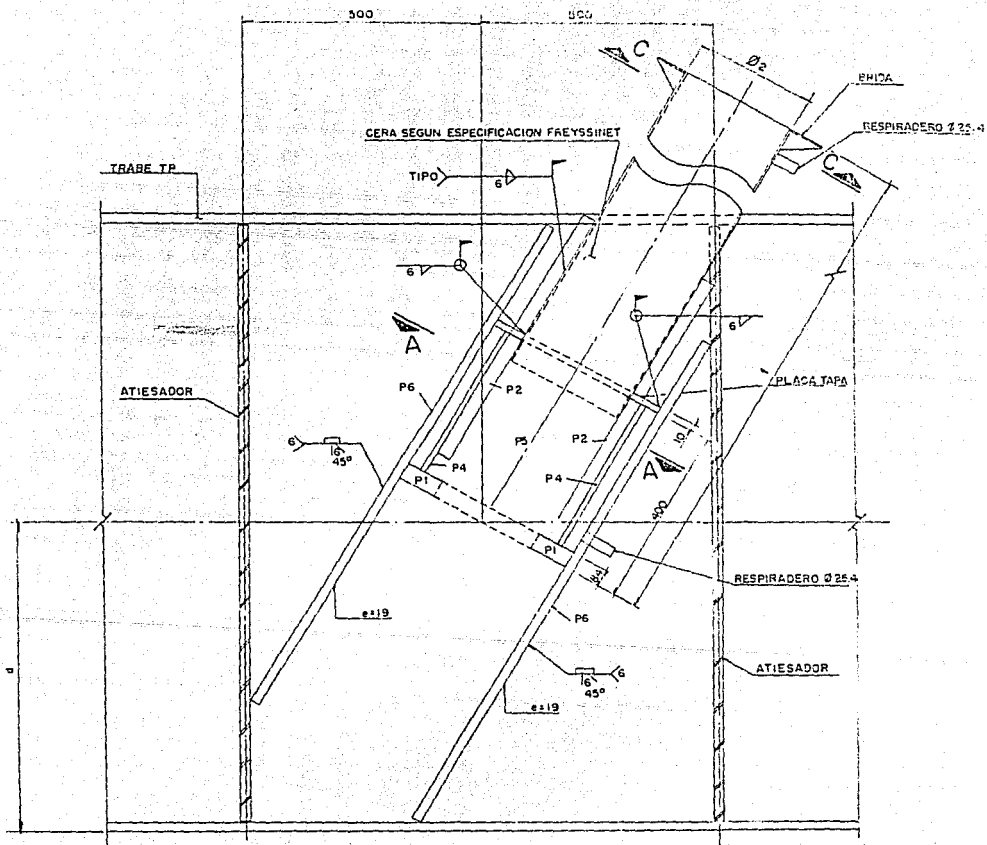
El apoyo del sistema de anclaje se realiza primero en las placas de apoyo P<sub>1</sub>, éstas a su vez se apoyan en las placas P<sub>3</sub>, P<sub>4</sub>, P<sub>5</sub> y P<sub>6</sub>, luego las placas P<sub>6</sub> transmiten las fuerzas al alma, a los patines y a los atiesadores de la trabe principal.

Posteriormente entran en acción las conexiones y las traveses secundarias especiales al otro lado del alma para tomar los efectos de las componentes de la fuerza.

En las mismas figuras 5.1.5.5 y 5.1.5.6, se indican además otros elementos no estructurales y detalles de la caja de conexión. El tubo que sobresale tiene la función de alojar la conexión del tubo antivandálico así como al amortiguador de los tirantes. El tubo debe ser lo suficientemente rígido para poder absorber la vibración de los tirantes transmitiéndola a la estructura. Una vez colocado el anclaje y sus torones, la caja de conexión y el tubo se llenan de cera con el fin de hacer hermético e impermeable su interior.

Los respiraderos servirán como drenes durante la inyección de la cera.

La fuerza calculada para cada cable se distribuye en la placa P<sub>1</sub> como una presión uniforme sobre su superficie. El sistema de anclaje incluye una contraplaca de apoyo que reparte la fuerza, de esta forma para el diseño de la placa se distribuyen las presiones por áreas tributarias. La condición mas desfavorable corresponde a las regiones en cantilever (zona A en la figura 5.1.5.7), las cuales regirán para obtener el espesor de la placa P<sub>1</sub>.



VISTA DE TRABE TP

Fig. 5.1.5.5

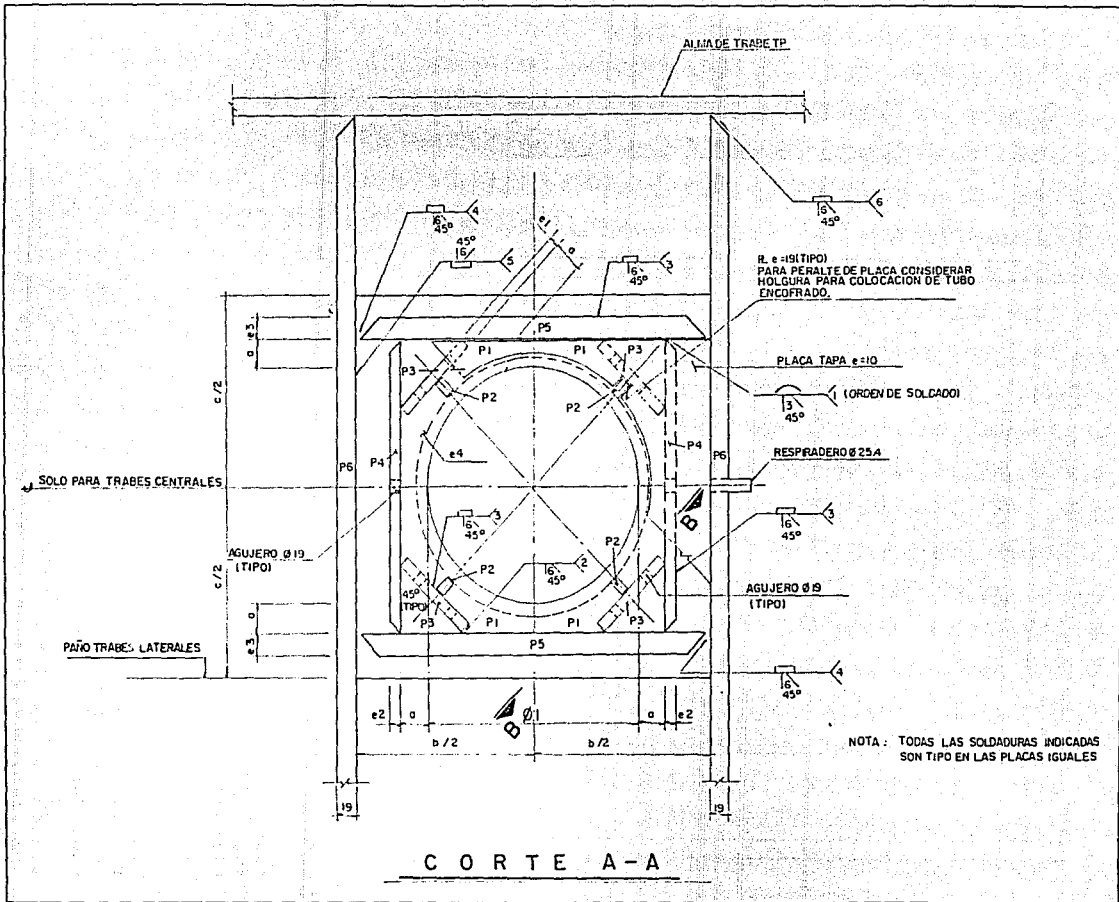


Fig. 5.1.5.6

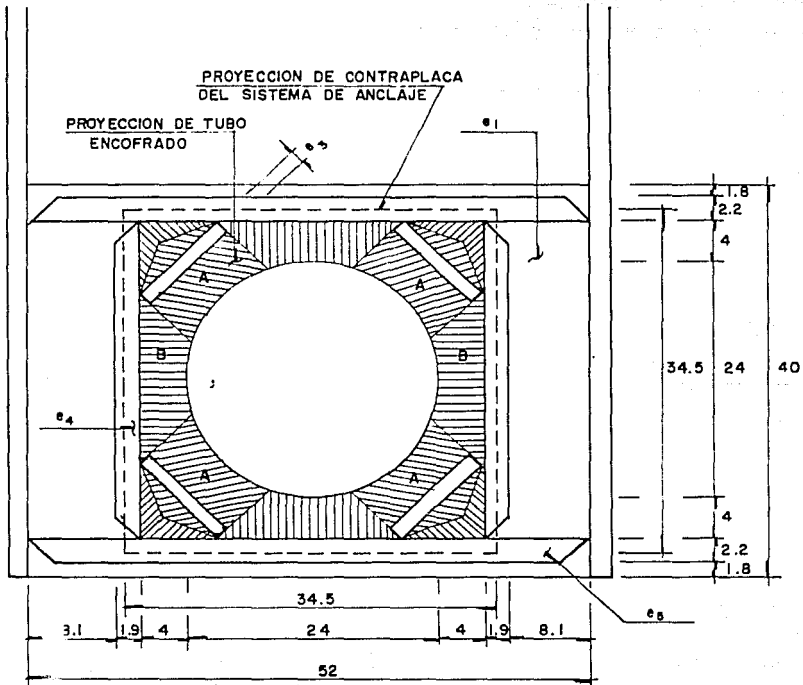


Fig. 5.1.5.7

Considerada una tensión máxima de 98 Ton y un área de contacto entre la contraplaca y la placa de apoyo de  $752.8 \text{ cm}^2$  se obtiene:

$$\sigma = P/A = 130.18 \text{ Kg/cm}^2$$

Siendo  $\sigma$  la presión uniforme sobre la placa de apoyo P1 debido a la fuerza de tensión máxima para el cable de la caja de conexión considerada.

Debido a que para las placas soldadas sometidas a variaciones importantes de esfuerzos los efectos de la fatiga son vitales se

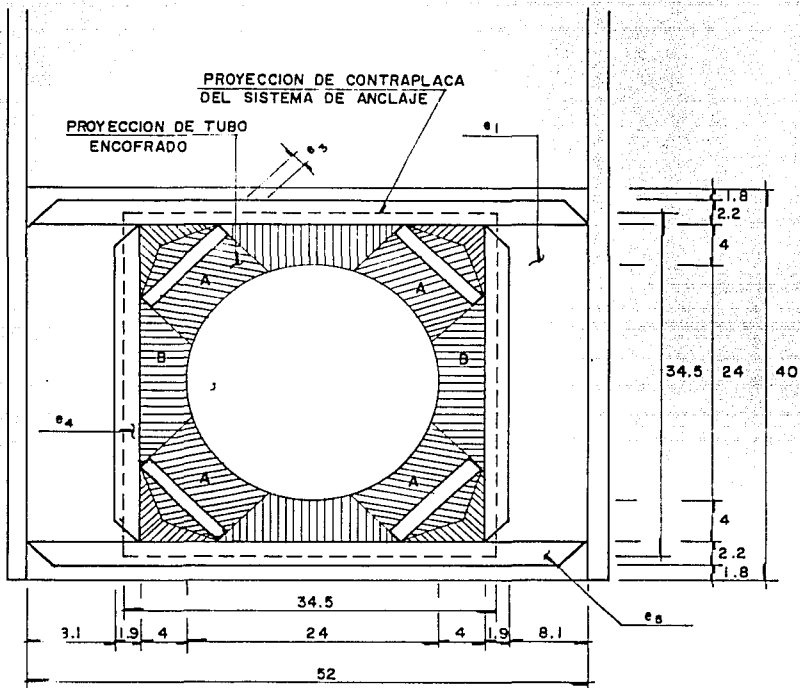


Fig. 5.1.5.7

Considerada una tensión máxima de 98 Ton y un área de contacto entre la contraplaca y la placa de apoyo de  $752.8 \text{ cm}^2$  se obtiene:

$$\bar{\sigma} = P/A = 130.18 \text{ Kg/cm}^2$$

Siendo  $\bar{\sigma}$  la presión uniforme sobre la placa de apoyo P1 debido a la fuerza de tensión máxima para el cable de la caja de conexión considerada.

Debido a que para las placas soldadas sometidas a variaciones importantes de esfuerzos los efectos de la fatiga son vitales se

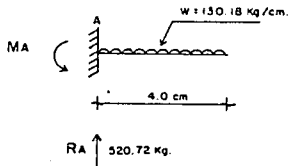
revisará también esa condición de acuerdo con las normas AASHTO.

Para las tensiones máxima y mínima sobre el cable en cuestión los esfuerzos correspondientes a cada una sobre la placa de apoyo P1 son:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{máx}} &= 130.13 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{\text{mín}} &= 48.84 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

### Diseño de la placa P1

La condición que rige para el diseño de la placa p1 es:



El momento máximo en el punto A vale:

$$MA = 1041.44 \text{ kg-cm}$$

Igualando el esfuerzo actuante por flexión con el esfuerzo permisible se obtiene:

$$fb = M/S \quad S = \frac{bh^2}{6}$$

$$\text{De donde} \quad h = \sqrt{\frac{6M}{bfb}}$$

Si  $Fb = fb = 0.55 fy$  (en el caso límite)

$$h = 2.11 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se utilizará } e = 1 \text{ pulg (para la placa P1)}$$

### Revisión de la placa P1 por fatiga

De acuerdo con el procedimiento anterior:

$$\begin{aligned}M_{\text{máx}} &= 1041.44 \text{ kg-cm} \\ M_{\text{mín}} &= 390.72 \text{ kg-cm}\end{aligned}$$

$$\text{si } e = 2.54 \text{ cm}$$

$$S = 1.075 \text{ cm}^3$$

De donde:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{M}{S} = 968.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\min} = 363.46 \text{ kg/cm}^2$$

El rango de esfuerzos es la diferencia entre el  $\bar{\sigma}_{\max}$  y el  $\bar{\sigma}_{\min}$  por lo que:

$$\text{Rango real de esfuerzos} = 605.32 \text{ kg/cm}^2$$

El rango permisible de esfuerzos para fatiga considerando las condiciones de la placa, dos millones de ciclos de carga y que se trata de un elemento esencial en la estructura es de:

$$\text{Rango permisible} = 704.5 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto no se requiere incrementar el espesor y rige el diseño por resistencia estática.

#### Revisión por aplastamiento

Al apoyarse la placa P1 en las placas P3, P4 y P5 se debe revisar que el esfuerzo de aplastamiento entre las placas sea menor que el permisible.

El área de contacto entre las placas es de  $166.8 \text{ cm}^2$ , (a partir de la figura 5.1.5.7.), la fuerza máxima que se puede transmitir entre las placas por contacto directo es de 99.8 Ton, el esfuerzo máximo de aplastamiento es de:

$$\bar{\sigma}_{\max} = 598.32 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo permisible según el AASHTO es  $\bar{\sigma}_p = 0.8 F_y = 2024 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que los espesores de las placas propuestas son adecuados por aplastamiento.

Como la placa P1 se apoya por contacto directo contra las demás no se requiere soldarla contra ellas, es suficiente cepillar en forma adecuada el canto de las placas.

#### Diseño de la placa P2

Las placas P2 no tienen una función estructural dado que únicamente fijan al tubo con las placas de la caja de conexión. Atiesan al tubo y facilitan su sujeción al brindar mayor espacio para realizar las soldaduras.

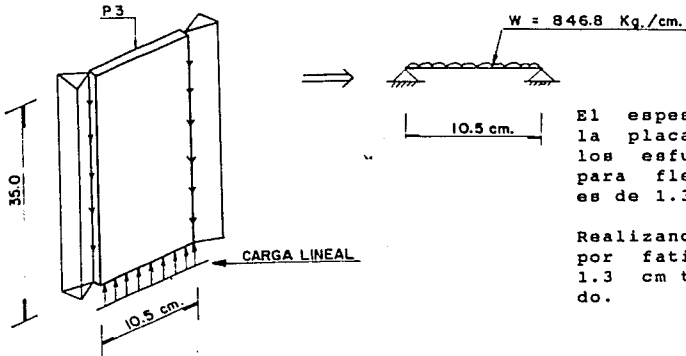


### Diseño de la placa P3

Después de que el anclaje se ha apoyado en la placa P1, esta placa se apoya en las demás, comenzando por las placas P3 y P4. En la figura 5.1.5.8., se muestra la función de la placa P3.

De acuerdo con la distribución de presiones en áreas tributarias como se indica en la figura 5.1.5.7., las placas P3 soportan una carga igual a la presión uniforme multiplicada por el área de la zona A. La placa 3 funciona como una viga simplemente apoyada en sus extremos soldados a la placa P4 con una carga uniformemente distribuida. Los efectos más importantes son la flexión y el cortante en la placa; la soldadura en sus extremos es de penetración por lo que al revisar la placa por cortante no hace falta realizar otra revisión en las soldaduras.

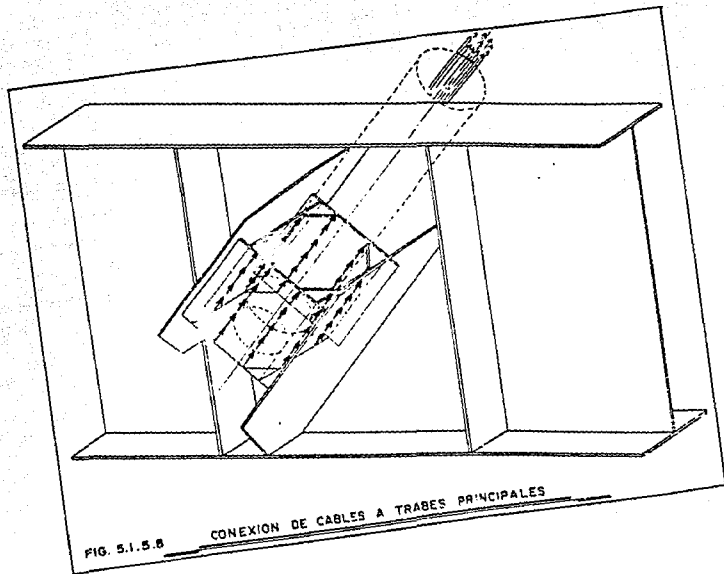
La placa P3 se apoya en las placas P4 y P5, y su peralte queda limitado a 35 cm por las condiciones geométricas de la caja de conexión.



El espesor que debe tener la placa para cumplir con los esfuerzos permisibles para flexión y cortante es de 1.3 cm.

Realizando la revisión por fatiga el espesor de 1.3 cm también es adecuado.

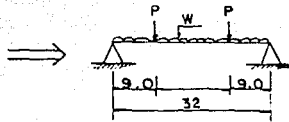
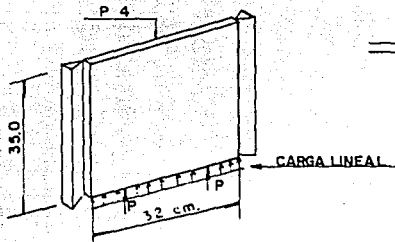
Las fuerzas, indicadas como reacciones en la fig. 5.1.5.8, se transmiten primero a la placa P4.



#### Diseño de la placa P4

La placa P4 recibe la descarga de las placas P3 y la fuerza de su área tributaria correspondiente (zona B en la figura 5.1.5.7).

La placa P4 se idealiza como una viga de peralte de 35 cm, simplemente apoyada en las placas P5 por medio de soldadura de penetración a todo lo largo de la placa.



$$P = 4445 \text{ Kg.}$$

$$W = 487 \text{ Kg./cm.}$$

La carga P proviene de las reacciones de la placa P3 y la carga W de la presión por el área tributaria sobre la placa P1.

Utilizando la fórmula  $f = M/S$  para valuar los esfuerzos por flexión y los siguientes esfuerzos permisibles:

$$F_b = 0.55 F_y \text{ — Flexión}$$

$$F_v = 0.33 F_y \text{ — Cortante}$$

$$\Delta = 0.28 F_y \text{ — Rango permisible de esfuerzos para fatiga}$$

Se obtiene un espesor de 1.9 cm para la placa P4.

En la figura 5.1.5.9 se indica el camino de las fuerzas para esta etapa.

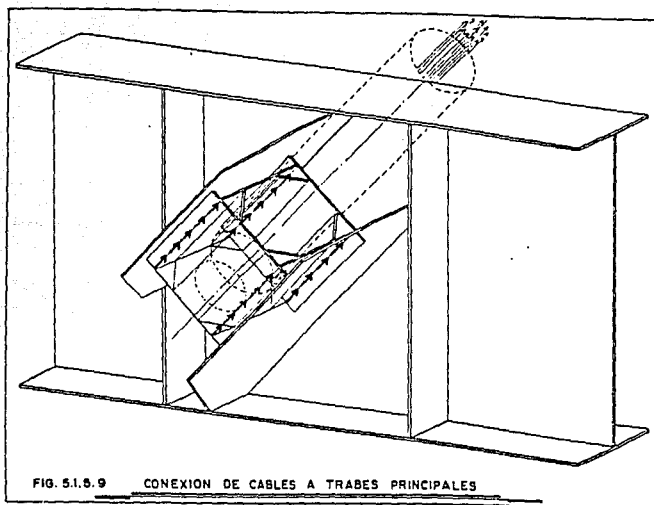
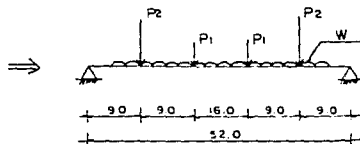
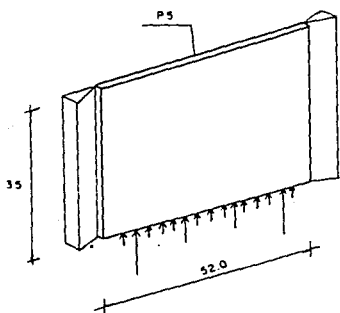


FIG. 51.6.9 CONEXION DE CABLES A TRABES PRINCIPALES

### Diseño de la placa P5

La placa P5 se idealiza como una viga simplemente apoyada en las placas P6 por medio de soldadura de penetración en sus extremos. Su peralte es de 35 cm; recibe la descarga de las placas P3 y P4 y de su área tributaria de la placa P1.



$$P_1 = 4445.6 \text{ Kg.}$$

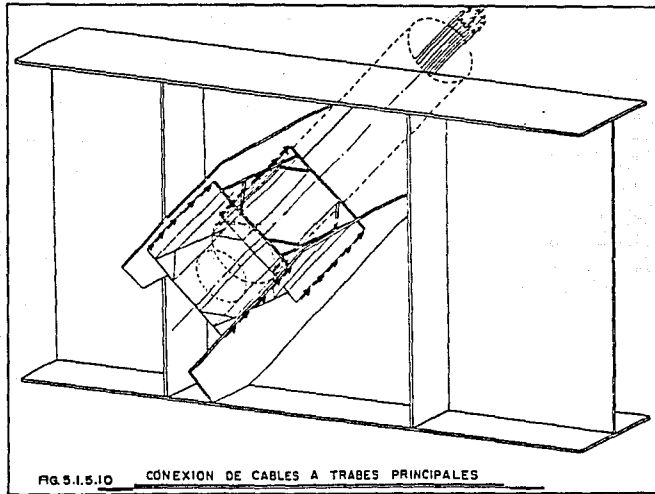
$$P_2 = 12\,237.6 \text{ Kg.}$$

$$W = 451.8 \text{ Kg/cm.}$$

- $P_1$  es la descarga por el apoyo de la placa P3.  
 $P_2$  es la descarga por el apoyo de la placa P4.  
 $W$  es la descarga por el área tributaria de la placa P1.

Para las condiciones anteriores se revisaron esfuerzos por flexión, cortante y efectos de fatiga resultando adecuado un espesor  $e = 2.2$  cm para la placa P5.

En la figura 5.1.5.10 se indica el camino de las fuerzas para esta etapa de diseño.



A partir de este momento se ha terminado de diseñar lo que es la caja donde se alojará al anclaje del cable, lo que sigue a continuación comprende el sistema que forman las placas P6 y la trabe longitudinal.

Las placas P6 reciben la fuerza, como lo indica la figura 5.1.5.11.

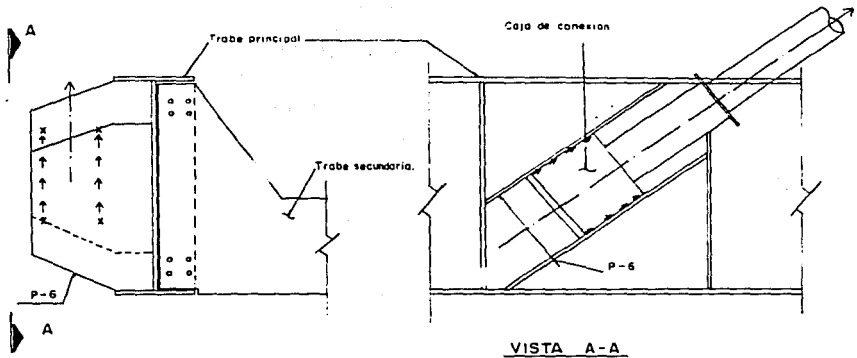


Fig. 5.1.5.11

La fuerza en las placas P-6 provoca flexión y cortante antes de transmitirse al alma y a los patines de las trabes principales. Las placas P-6 son muy largas y se encuentran atiesadas por lo que los efectos de flexión y cortante no producen esfuerzos considerables, estas placas se pueden diseñar como vigas en cantilever.

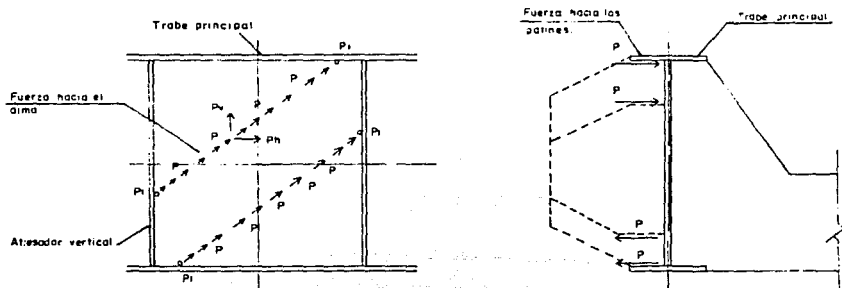


Fig. 5.1.5.12

Como se indica en la figura 5.1.5.12, parte de la fuerza sobre las placas P-6 se transmite al alma, (denominada P en la figura), su componente horizontal se transforma en una fuerza axial para la trabe y su componente vertical en un cortante.

Debido al momento que provoca la excentricidad de la fuerza se genera un par en cada placa P-6, ese par de fuerzas se indican como  $P_1$  en la figura 5.1.5.12, y son perpendiculares a la trabe principal. En ocasiones la fuerza  $P_1$  llega al patín de las trabes, pero en otros casos llega al atiesador vertical, el cual tiene entonces que funcionar como una viga para transmitir la fuerza  $P_1$  hacia los patines que constituyen las partes rígidas del sistema. El atiesador se transforma en una viga simplemente apoyada cuya longitud es el peralte de la trabe y sus apoyos los puntos donde se une con los patines.

De esta forma el par de fuerzas generado por la excentricidad de la fuerza del cable ( $P_1$ ) es siempre transmitido hacia los patines tendiendo a voltear a la trabe principal. Puede deducirse que la componente vertical de la tensión en el cable es la causante del volteo de la trabe. (Ver figura 5.1.5.13).

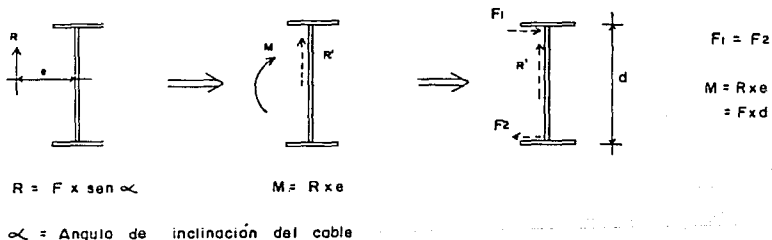


Fig. 5.1.5.13

Las excentricidades e son pequeñas, siempre menores a 50 cm, y el momento torsionante que se provoca a las trabes principales es también pequeño. Se procuró que las cajas de conexión fueran lo más cercanas posible a las trabes.

Las fuerzas sobre el alma provocan fuerzas cortantes y fuerzas axiales para la trabe principal y se toman en cuenta en su diseño de forma convencional.

Las fuerzas transversales sobre los patines les generan esfuerzos de flexión adicionales. Para esta condición se puede considerar que los patines constituyen una viga continua apoyada en cada trabe secundaria especial. (Ver figura 5.1.5.14).

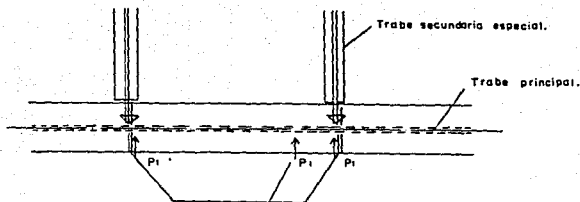


Fig. 5.1.5.14

El mismo fenómeno se presenta en los patines superior e inferior, aunque las fuerzas son de sentido contrario el efecto local es igual. (Ver figura 5.1.5.15).

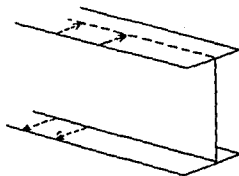


Fig. 5.1.5.15

Estos efectos locales de flexión y cortante en los patines deben sumarse a los provocados por las cargas sobre la trabe principal.

Habiendo transmitido fuerzas transversales a los patines éstas se deben trasladar a las traves secundarias especiales colocadas para tomar este efecto de volteo en la trabe principal.

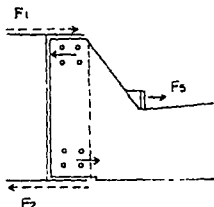


Fig. 5.1.5.16

La trabe principal cuando intenta girar se apoya en la trabe secundaria por medio de una conexión especial que es capaz de resistir y transmitir el par ( $f_1$  y  $f_2$  en la figura 5.1.5.16).

Ese par de fuerzas provoca en la trabe secundaria flexión. Esta flexión es adicional a la que tiene la pieza de puente por su función propia.



Para garantizar la transmisión de la fuerzas, principalmente la superior, se coloca un tope en la parte donde la trabe secundaria cambia de sección. Este tope tiene como finalidad transmitir por compresión la fuerza superior hacia la losa de concreto que forma sección compuesta con la trabe secundaria y que funciona como el patín superior a compresión de la pieza.

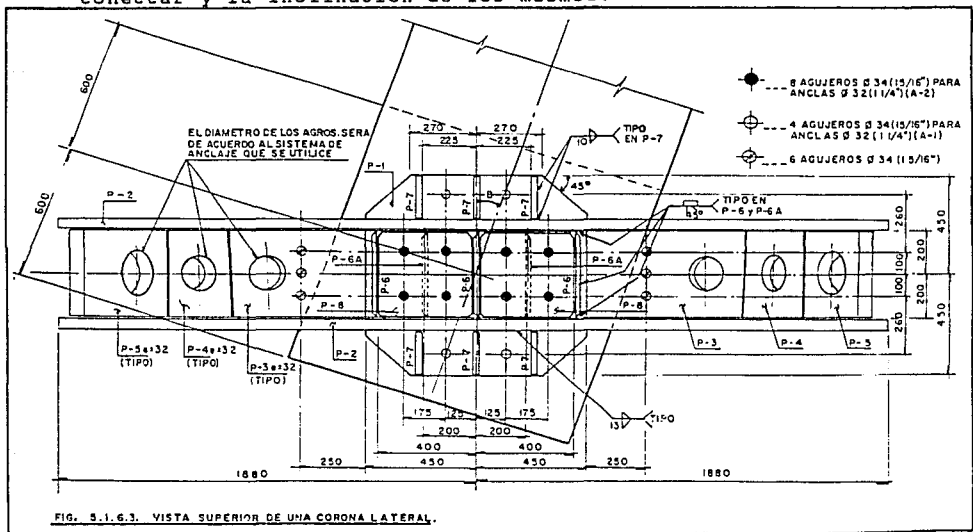
### 5.1.6 Conexión de cables a extremo superior de columna (corona)

Los cables se sujetan en los extremos superiores de las columnas (ver figura 5.1.6.1), y para realizar esta conexión se ha elaborado un sistema formado por placas en las cuales se apoyan los anclajes de los tirantes. Este conjunto de placas, que en lo sucesivo denominaremos "corona", descansa en el extremo superior de la columna al mismo nivel en que se encuentra la trabe superior del marco principal. A continuación describiremos como está formada una de las coronas del puente Rojo Gómez.

El puente cuenta con 6 conexiones cables-columna, dos de ellas son coronas centrales y cuatro laterales.

En la figura 5.1.6.2, se muestra el isométrico de una corona lateral. En ella se pueden apreciar los cables que concurren a la corona, las cajas de conexión a las que llegan los cables, las placas principales ó "cachetes" de la corona (a las que se trasmiten finalmente todos los efectos de las tensiones en las cables), la placa base de la corona que da asiento al sistema con la columna y finalmente los elementos de concreto que concurren al nudo (trabe superior y columna lateral del marco principal).

En la figura 5.1.6.3., se muestra una vista superior de una corona lateral con las dimensiones necesarias para el sistema. Estas dimensiones están en función del número de cables a conectar y la inclinación de los mismos.



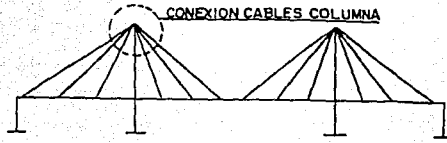


Fig. 5.1.6.1.

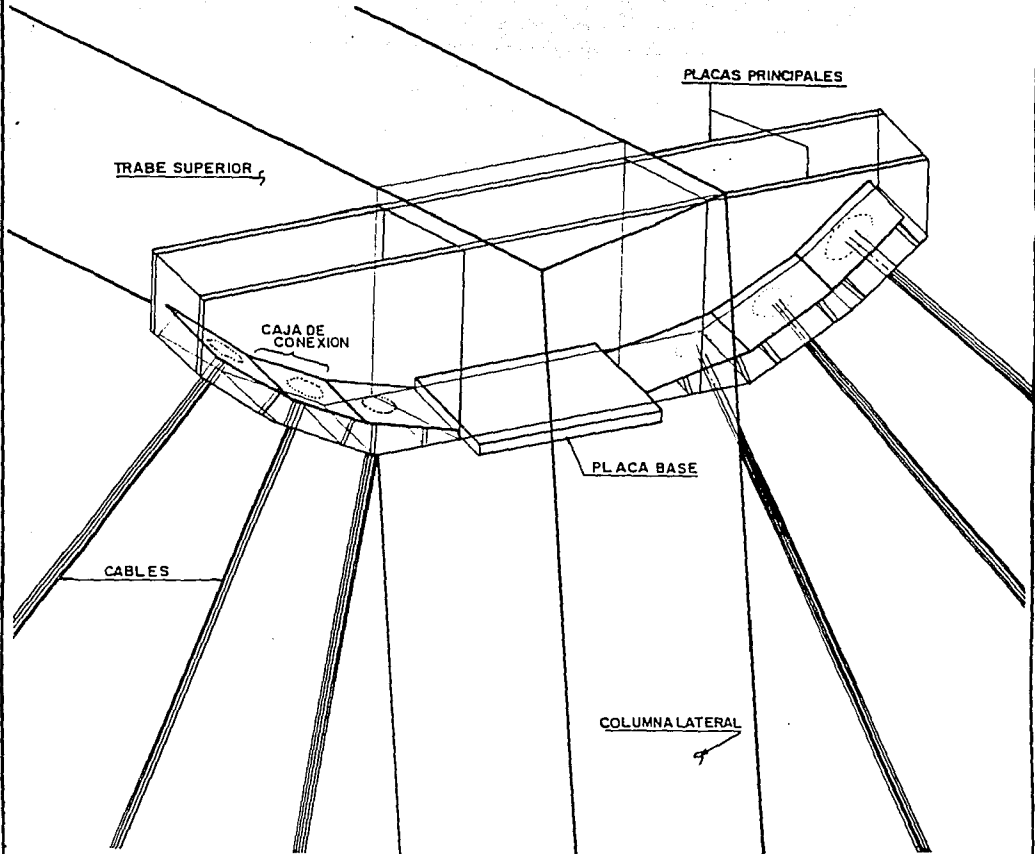


Fig. 5.1.6.2. CONEXION CABLES - COLUMNA

En la vista superior se puede apreciar además el esviaje del marco principal de concreto con respecto al eje longitudinal del puente, lo cual ocasiona algunos problemas geométricos para detallar a las placas que forman a la corona.

Los agujeros que aparecen en las placas P-3 y P-5 p.e., corresponden al hueco por donde atravesará parte del sistema de anclaje del tirante. El diámetro de éste depende del número de torones que tiene cada tirante, el tipo de anclaje y la función que desempeñará.

En cuanto a la función que desempeña el anclaje, éste puede ser activo a pasivo. Se denomina anclaje activo aquel desde el cual se realizan las operaciones de tensado y está formado generalmente por un cilindro roscado con tuerca, y se llama anclaje pasivo aquel que únicamente sirve de sujección de los torones por medio de sus cuñas (a veces se refuerza dicha sujección por medio de alguna resina especial). Generalmente el anclaje activo es de mayores dimensiones que el anclaje pasivo.

Para los puentes sobre la Calzada Ignacio Zaragoza se eligió el anclaje activo en la conexión de los cables a las trabes principales, (principalmente para facilitar las operaciones de tensado y de mantenimiento), y el anclaje pasivo se colocó en el extremo superior de los cables (en la corona).

Una vez definidas las características del anclaje a utilizar se realizaron plantillas para determinar a detalle la geometría de las coronas.

La corona se fija al extremo superior de la columna de concreto por medio de un conjunto de anclas que atraviesan la placa base y llegan hasta un grupo de atiesadores que forman una caja dentro de la corona, (placas P-6 y P-8 de la figura 5.1.6.3 y figura 5.1.6.4).

Los 6 agujeros colocados al final de las placas que reciben a los anclajes (placas P-3, P-4 y P-5) tienen como función drenar el agua que se pudiera filtrar a la corona durante las temporadas de lluvias.

Exteriores a los cachetes o placas principales tenemos un grupo de atiesadores (placas P-7) que rigidizan al conjunto y complementan la función de los atiesadores interiores (placas P-6).

En la figura 5.1.6.4, se muestra en una vista lateral el arreglo de las placas de la corona incluyendo la posición que ocuparán

los anclajes (que se indican punteados) dentro de la corona. Los anclajes se apoyan primero en una caja de conexión formada por las placas P-3, P-17 y P-18 y éstas transmiten los efectos a las placas principales P-2 (Ver figura 5.1.6.3).

Las anclas rebasan a la placa base y llegan hasta una altura en la cual es mucho más fácil su fijación. Las placas P-6 y P-8 forman en el interior de la corona una sección en cajón que rigidiza a las placas principales. Todo el conjunto de placas se encuentra embebido en el nudo de concreto que forman la unión de la trabe y la columna.

Se aprecia también el tubo de acero que sale de la caja de conexión de la corona y que tiene como funciones rigidizar la salida de los cables y disminuir los efectos dinámicos y vibratorios en el tirante por medio de los tómeros colocados en su interior.

Para diseñar a la corona lateral se hicieron las siguientes consideraciones:

Primero, para obtener las fuerzas a la que está sometida la corona se obtuvieron las tensiones en los cables para las diferentes condiciones de carga a que está sometido el puente: cargas permanentes, cargas vivas, accidentales, etc.

En este caso la combinación de cargas que produce los efectos más desfavorables es la de cargas permanentes + carga viva. La carga viva se constituye por cargas móviles que provocan variaciones importantes de las tensiones de los cables y que dependen de las diferentes posiciones que tomen los vehículos en movimiento sobre el puente.

De lo anterior, un camión en movimiento provocará una fuerza máxima y una fuerza mínima (o descarga) sobre el tirante, dependiendo de su posición. Este efecto será muy importante para diseñar la corona tomando en cuenta los efectos de la variación repetida de cargas (fatiga).

Ejemplificaremos la secuela de diseño para aquellas condiciones que provocan los efectos más desfavorables sobre la conexión.

Primero, los anclajes de los cables se apoyan en los arreglos de placas localizados en el interior de las coronas. Estos anclajes se denominan pasivos, ya que únicamente fijan a los cables sin que desde ellos se puedan realizar operaciones de tensado o des-tensado. Los arreglos de placas en los que se apoyan los anclajes tienen una forma y diseño idénticos que las cajas de conexión localizadas en las trabes principales.

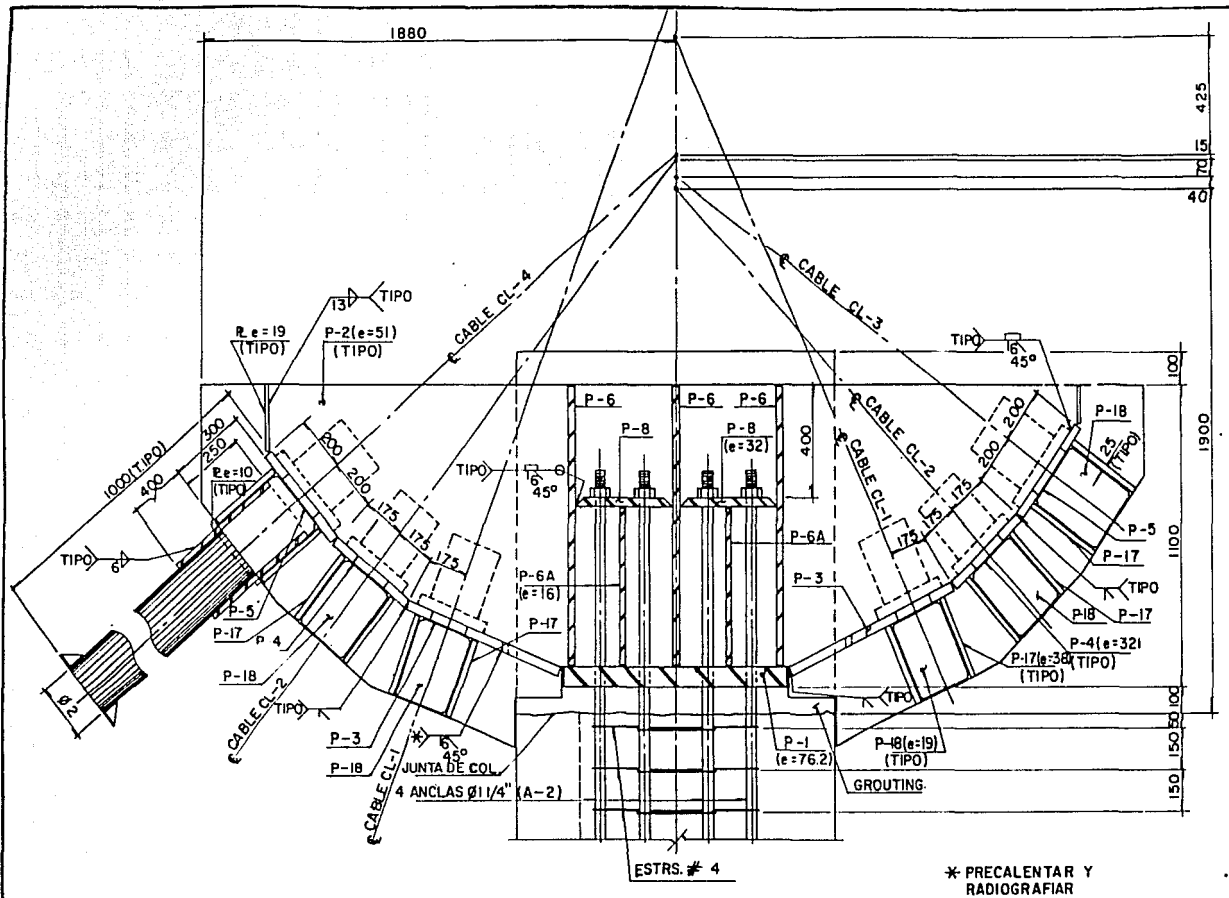


FIG. 5.1.6.4. VISTA LATERAL DE LA CORONA



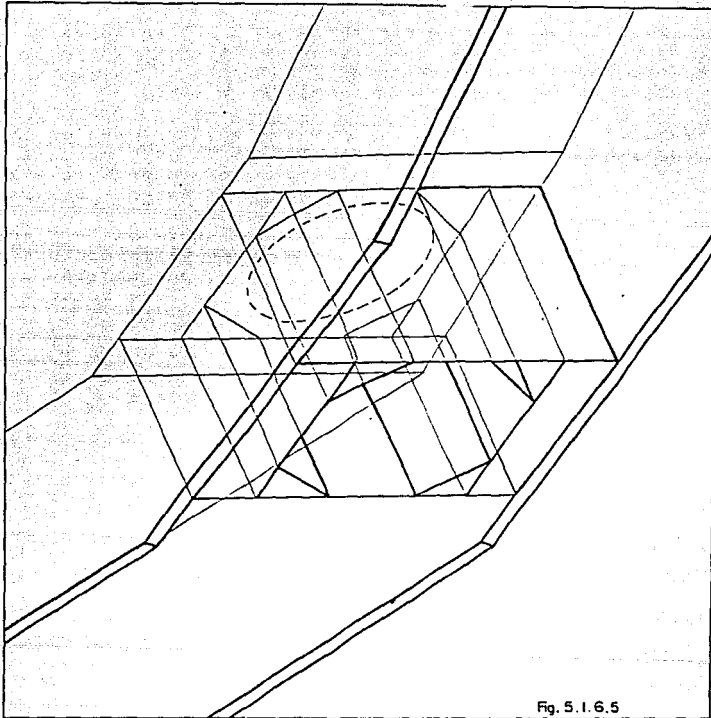


Fig. 5.1.6.5

## CAJA DE CONEXION DE CABLES — COLUMNNA

La forma del arreglo de placas en el que se apoya el anclaje dentro de la corona se muestra en la figura 5.1.6.5. Como se indicó anteriormente, las placas en general, trabajan a flexión y cortante idealizándolas como vigas isostáticas. La secuencia de transmisión de fuerzas para su diseño se muestra de la figura 5.1.6.6 a figura 5.1.6.9. A continuación se explica cada figura:



Figura 5.1.6.6. La contraplaca de los anclajes se apoya en la placa P-3 de la corona; la fuerza se transmite como una presión uniforme que provoca flexión y cortante en la placa P-3 que se apoya a su vez en las placas que forman a la caja.

Figura 5.1.6.7. La placa P-3 se apoya primero en la placa P-A. Esta placa trabaja como una viga de gran peralte simplemente apoyada en sus bordes soldados apareciendo en ella flexión y cortante como efectos de la carga uniformemente distribuida W.

Figura 5.1.6.8. La placa P-A se apoya en la placa P-B, ésta recibe también parte de la presión uniformemente distribuida sobre la placa P-3. La placa P-B funciona también como una viga muy peraltada simplemente apoyada en sus bordes soldados. La placa P-B se apoya en la placa P-C.

Figura 5.1.6.9. La placa P-C transmite la fuerza hacia los cachetes de la corona. En este momento finaliza la función de la caja de conexión en donde se apoya el anclaje.

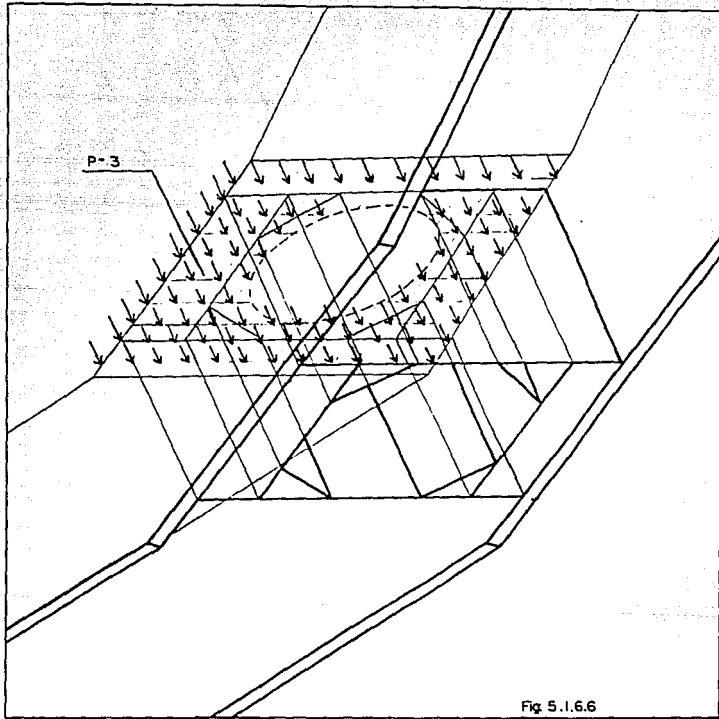
Los cachetes de la corona (o placas principales) reciben el conjunto de fuerzas producto del apoyo de todos los anclajes de cada cable, (ver fig. 5.1.6.10).

Se separan las componentes horizontales y verticales de las fuerzas para diseñar a las placas principales. Para simplificar el problema las componentes se ubican en el centro de la caja de conexión de cada cable (ver fig. 5.1.6.11).

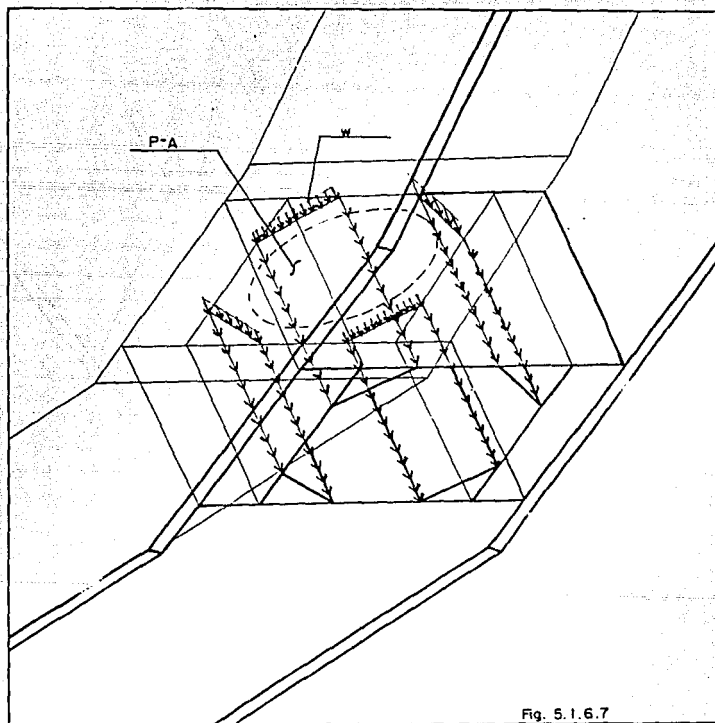
Para visualizar los efectos de las componentes de las fuerzas se divide a las placas en sus partes Norte y Sur. Cada extremo de la placa se encuentra en volado. Se calcula el centroide del segmento de placa y se inicia el proceso de obtención de efectos. En este caso comenzaremos con las componentes horizontales (ver fig. 5.1.6.12). Se calcula la posición de la resultante  $R_h$  de las componentes horizontales, ( $F_{h1}$ ,  $F_{h2}$  y  $F_{h3}$ ). Simplificando esta condición se llega al estado que se indica en la fig. 5.1.6.13.

A la suma de las componentes horizontales se le llama  $F_{hR}$  (fuerza horizontal resultante) y al momento que éstas provocan con respecto al centroide de la sección se le llama  $M_1$ . Como se puede observar en la fig. 5.1.6.13, las placas principales de la corona se encuentran sometidos a flexión y carga axial.

De la misma forma se trabaja con las componentes verticales (ver fig. 5.1.6.14). Las componentes verticales provocan un momento  $M_2$ , la suma de las componentes verticales:  $V_R$  - fuerza --



CAJA DE CONEXION DE CABLES — COLUMNNA



CAJA DE CONEXION DE CABLES - COLUMNNA

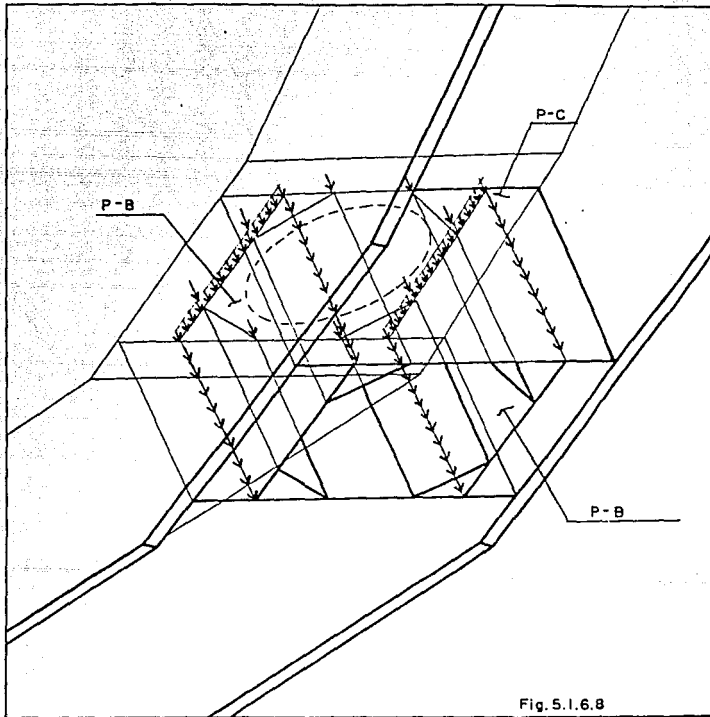


Fig. 5.1.6.8

CAJA DE CONEXION DE CABLES - COLUMNA

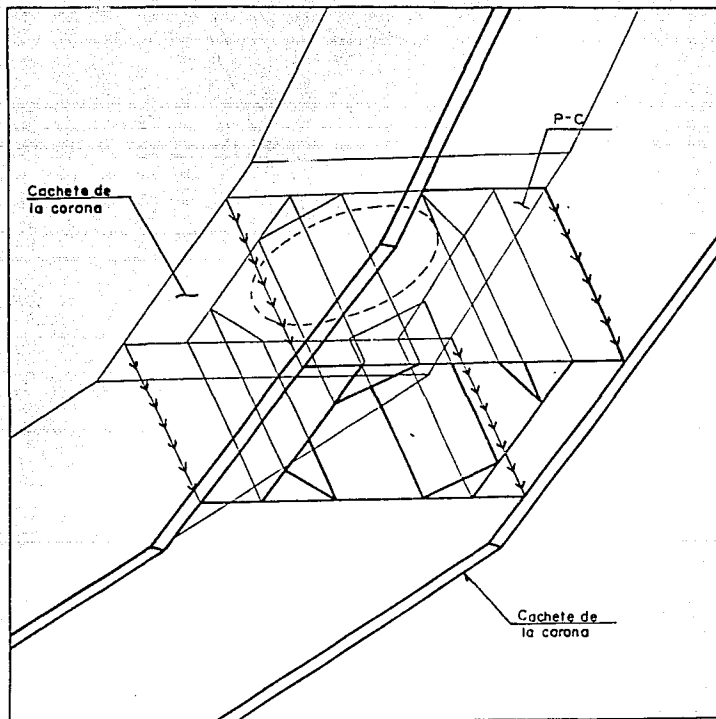
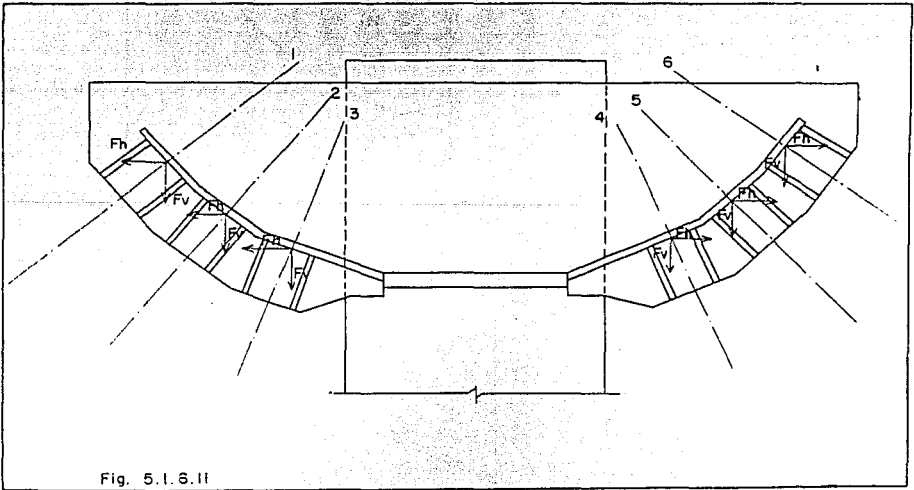
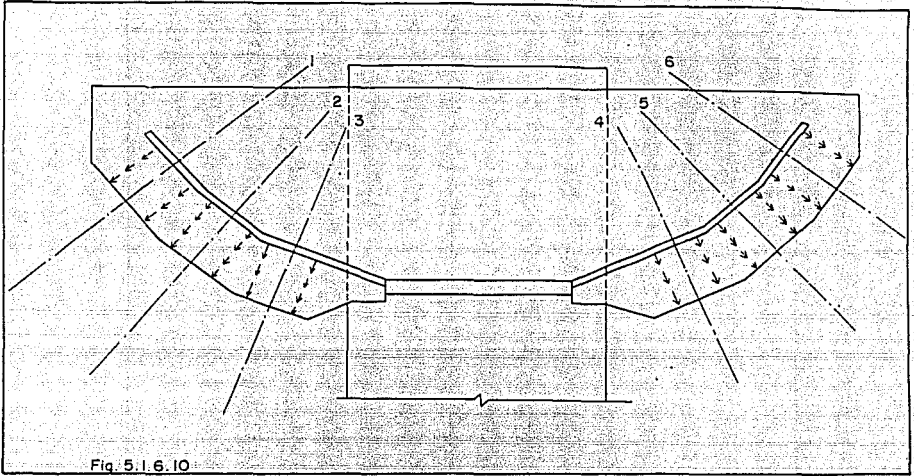
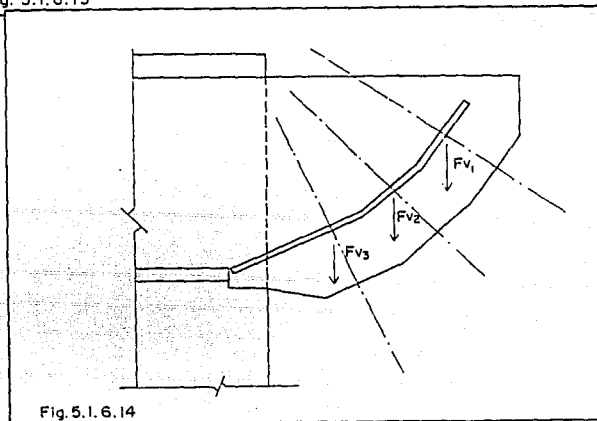
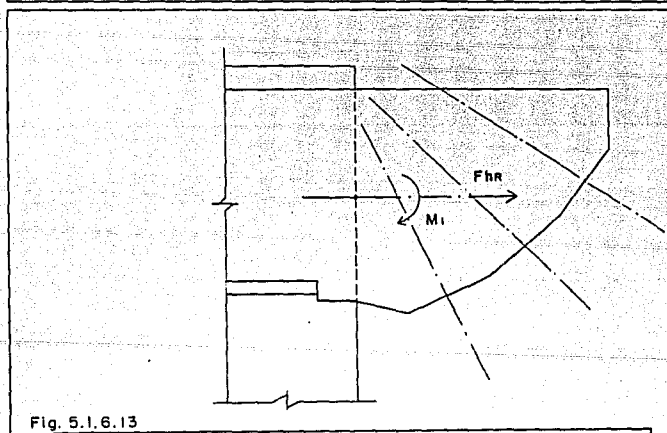
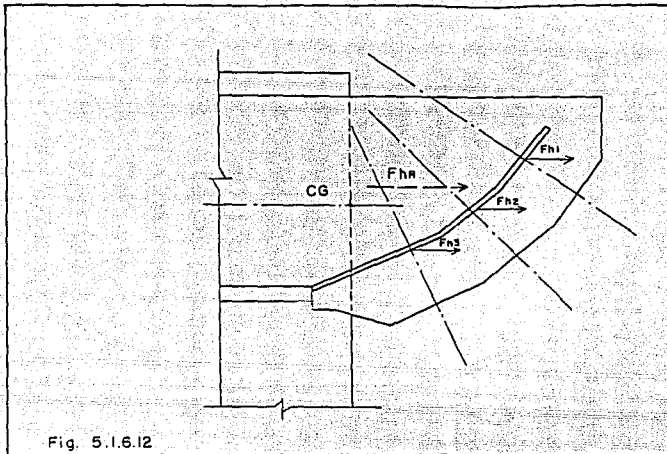


FIG. 5.1.6.9  
CAJA DE CONEXION DE CABLES - COLUMNA





vertical resultante) constituye un cortante para la placa principal. Este conjunto de efectos se muestra en la fig. 5.1.6.15.

Finalmente el conjunto estará sometido a una fuerza axial ( $F_{HR}$ ), a una fuerza cortante ( $F_{VR}$ ) y a un momento flexionante  $M_R$  ( $M_R = M_1 + M_2$ ). La placa debe ser diseñada para resistir esas acciones, (ver fig. 5.1.6.16). Al tratarse de una placa atesada se puede recurrir a los esfuerzos permisibles máximos indicados por las normas AASHTO, que son:

Para compresión en las fibras extremas de elementos a flexión  $F_b = 0.55 F_y$

Para tensión axial en elementos armados y sin perforaciones  $F_t = 0.55 F_y$

Para cortante en el alma de secciones armadas  $F_v = 0.33 F_y$

#### Diseño por fatiga

De la misma forma que para las cajas de conexión que unen a los cables con las trabes principales el efecto de las cargas repetidas obliga a que se diseñe en forma especial todos los detalles soldados o que se ven sometidos a reducciones bruscas de sección.

En las coronas no se presentan inversiones de esfuerzos (cambios de esfuerzos del rango de compresión a tensión), pero si se presentan variaciones importantes dentro del rango de esfuerzos en tensión.

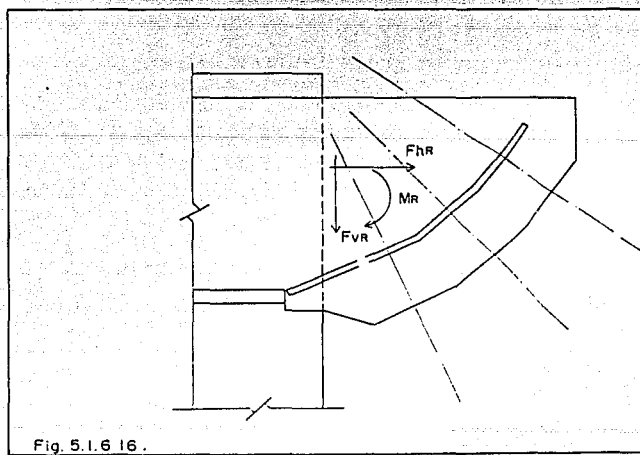
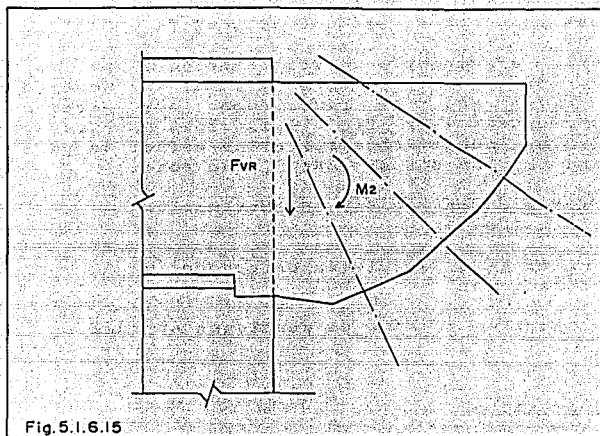
Los efectos de la fatiga sobre las coronas se revisan en forma idéntica que en las cajas de conexión de las trabes principales.

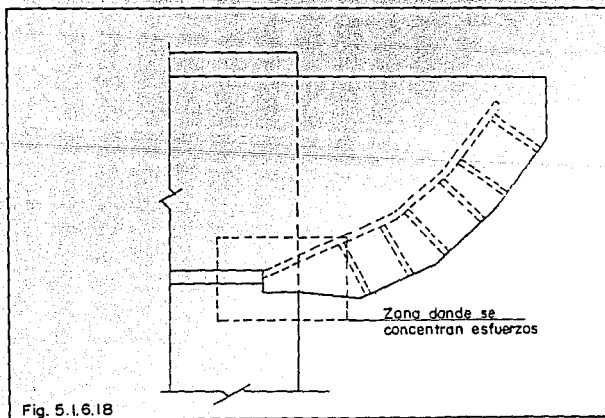
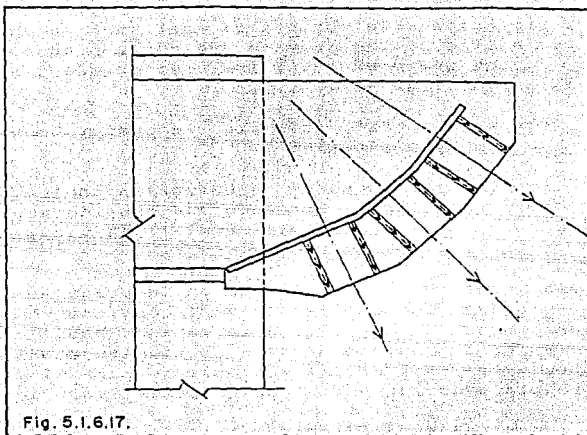
#### Análisis de las coronas por medio del método del elemento finito

Utilizando el programa SAP86 se analizaron las placas principales de una corona del puente de Rojo Gómez. El objetivo de este análisis era conocer en forma más real la distribución de esfuerzos originados por las tensiones de los cables así como la configuración deformada de las placas.

Para la idealización de los elementos se discretizo a las placas en elementos regulares (rectangulares) a los cuales se les asignaron las propiedades reales de las placas de las coronas.







Por ser simétricas las coronas se analizó únicamente la mitad de ellas, se aplicaron las fuerzas que corresponden a las tensiones de los cables que conducen a los efectos más desfavorables para el elemento (ver fig. 5.1.6.17).

De los resultados del análisis se pueden obtener conclusiones importantes como por ejemplo:

- a) La distribución obtenida de esfuerzos indica valores menores que los calculados haciendo las consideraciones simplistas de diseño utilizadas, lo cual lleva a que los diseños son conservadores.
- b) Existe una zona en la que se inducen las concentraciones más grandes de fuerzas la cual conviene modificar a fin de hacerla menos susceptible a la fatiga. Modificando ligeramente la forma de dicho detalle se disminuyen dichas concentraciones, lo que resulta conveniente para el comportamiento a largo plazo de las placas principales (ver fig. 5.1.6.18).

Los resultados gráficos del análisis de las coronas utilizando el programa SAP86 se muestran en las figuras 5.1.6.19 y 5.1.6.20

- c) Las deformaciones máximas en las placas son muy pequeñas, del orden de 2 ó 3 mm.

Sigma-X Stress Contour Levels for Load Case 1

566.66	492.80	418.94	345.08	271.22
197.35	123.49	49.635	-24.226	-98.088
-171.94	-245.81	-319.67	-393.53	-467.39

Max Val= 566.6676 at Node 28 Min Val=-681.6651 at Node 18 [Esc]for Menu

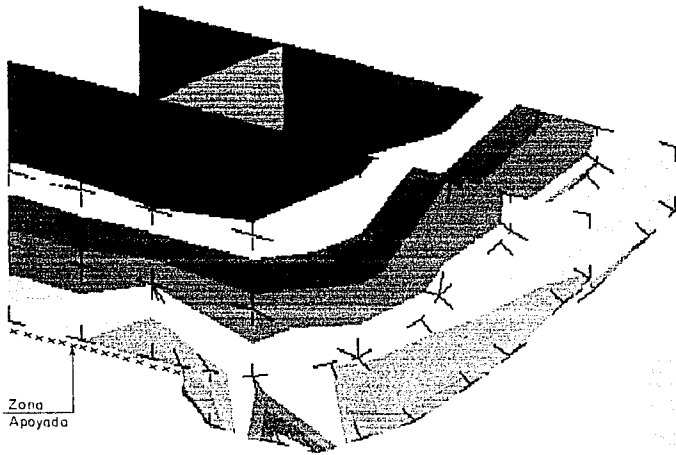


FIG.5.1.6.19 ESFUERZOS AXIALES EN LA CORONA ( OPCION 1 ) :Z,30,30

Sigma-X Stress Contour Levels for Load Case 1

530.56	467.99	405.43	342.86	280.29
217.72	155.16	92.596	30.029	-32.537
-95.104	-157.67	-220.23	-282.80	-345.37

Max Val= 530.5640 at Node 28 Min Val=-610.0705 at Node 18 [Esc]for Menu

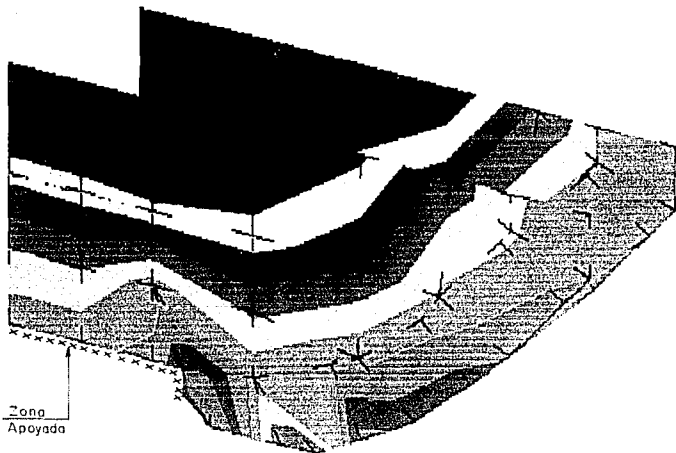


FIG. 5.1.6.20 ESFUERZOS AXIALES EN LA CORONA ( OPCION 2 ) :Z,30,30

### 5.1.7. Articulaciones

Para disminuir los efectos de los posibles hundimientos diferenciales se colocaron articulaciones en las traveses principales de la zona atirantada del puente distribuidas de la siguiente manera. (Ver fig. 5.1.7.1):

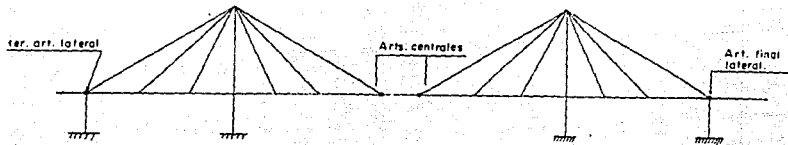


Fig. 5.1.7.1

El utilizar una zona central doblemente articulada es una práctica común en los puentes atirantados, como ejemplo podemos citar el puente sobre el Lago Maracaibo, en Venezuela.

Una de las articulaciones centrales además de permitir giro, permite desplazamiento horizontal de manera que se pueden liberar en ella los efectos de la temperatura.

La forma de las articulaciones centrales y laterales se muestra en las figs. 5.1.7.2 y 5.1.7.3.

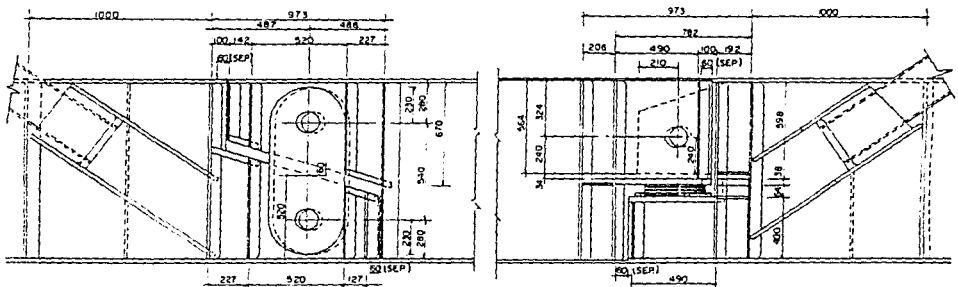


Fig. 5.1.7.3

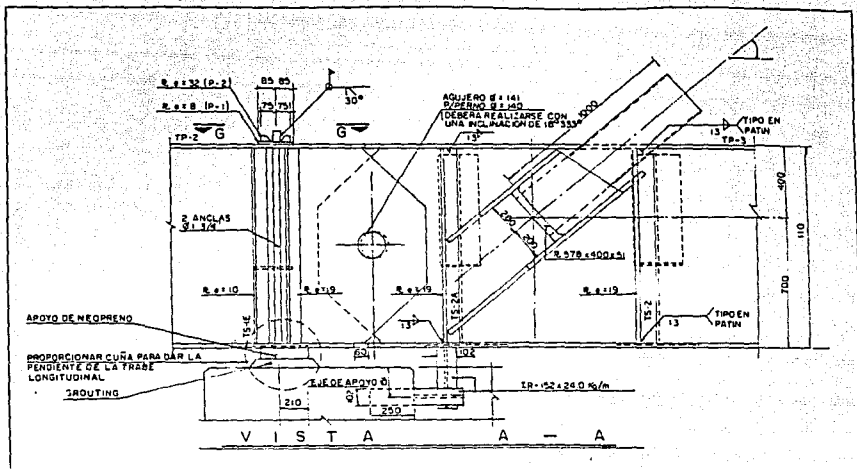


Fig. 5.1.7.2

Como se puede observar en las figs. anteriores, las articulaciones laterales se encuentran entre la caja de conexión del primer cable y el primer apoyo de concreto.

Colocada de esta forma, la articulación no recibe la fuerza de compresión que se genera en la trabe longitudinal debido al equilibrio con la tensión en el primer cable, lo cual resulta conveniente. (Ver fig. 5.1.7.3')

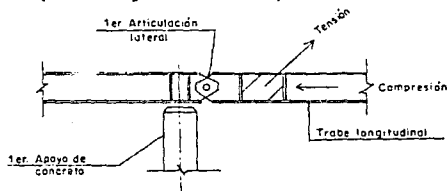


Fig. 5.1.7.3'

El mismo fenómeno sucede con las articulaciones centrales, no se ven sometidas a fuerza axial gracias a su posición en las traves principales con respecto a los cables. (Ver fig. 5.1.7.4.)

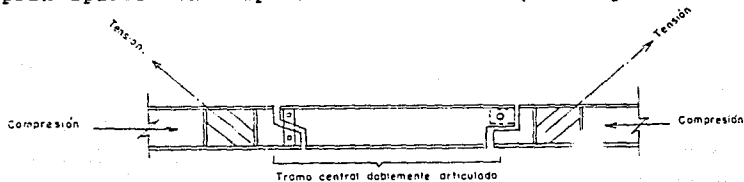


Fig. 5.1.7.4

Debido al esviamiento del puente las juntas de la estructura son también esviamadas, siguiendo la dirección de la Calz. Ignacio Zaragoza. En la fig. 5.1.7.5. se muestra una vista en planta en la que las piezas de puente y la junta de calzada sobre la articulación son paralelas a los apoyos de concreto y estos a su vez paralelos a la calz. I. Zaragoza.

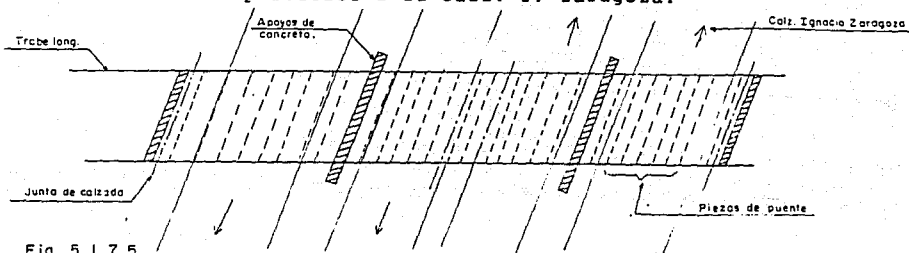


Fig. 5.1.7.5

Las juntas y articulaciones colocadas en la forma que se indica en la fig. 5.1.7.5 son incapaces de funcionar, ya que por el esviamiento del puente se genera un desplazamiento horizontal cada vez que la articulación intenta girar. Este desplazamiento es función de la longitud de las traves principales y del ángulo de giro en las articulaciones.

Para solucionar este problema se realizaron detallados estudios geométricos, en Autocad y con modelos a escala. De ellos se determinó la magnitud del desplazamiento horizontal para los giros teóricamente esperados, dicho desplazamiento provocaba que las placas de las traves armadas golpearan entre sí cada vez que éstas intentaban girar. Para impedir que esto sucediera se diseñó una articulación con holgura entre placas, colocando el perno en la dirección del esviamiento de forma que la articulación fuera capaz de funcionar sin provocar el torsionamiento del perno o el golpeteo o fricción entre las placas de las 2 traves conectadas. Las dimensiones de la articulación y de la holgura entre las placas conectadas se define de forma que las placas al girar no golpeen entre sí y además quede una holgura de unos milímetros entre ellas. (Ver fig. 5.1.7.6).

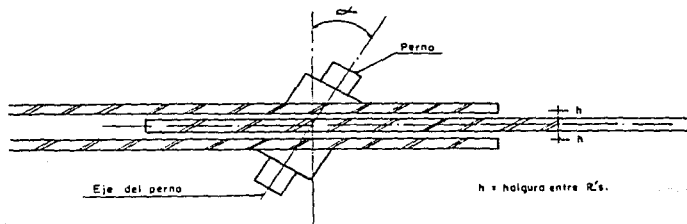


Fig. 5.1.7.6

Vista superior de la articulación.

Obtención de las solicitaciones que actúan en la articulación

El primer paso para diseñar a las articulaciones es conocer cuales son los elementos mecánicos a que se ven sometidas. La articulación deberá ser capaz de transmitir un cortante y una fuerza axial producto de las combinaciones de carga que rigen en el diseño.

Producto de la carga muerta y la carga viva sobre la zona atirantada del puente se genera un cortante grande en las articulaciones, y que es prácticamente igual a la proyección vertical de la tensión en el cable adyacente.

Además, la fuerza sísmica generada en la zona atirantada del puente se transmite a través de las traves principales, y por lo tanto de las articulaciones hacia las zonas de apoyo.

Entonces tenemos que las articulaciones se encuentran sometidas, en general, a una fuerza axial y a un cortante que se obtienen de los análisis por cargas permanentes, carga viva y sismo.

De la misma forma se obtiene el giro a que se verá sometida la articulación, y en el caso de la articulación central que permite desplazamiento, a partir del análisis por temperatura se obtiene la holgura o capacidad de movimiento horizontal requerido.

En el caso del giro a que se ve sometida la articulación, éste en ningún caso es mayor a 1 grado, inclusive tomando en cuenta un posible hundimiento diferencial entre apoyos.

Para determinar el desplazamiento horizontal por temperatura se han hecho las siguientes consideraciones.

- a) Los puntos fijos para las traves principales se encuentran en los muros tapón de los aireplenes.
- b) Se considera un gradiente térmico de 25°C y un coeficiente de dilatación térmica para el acero de 0.000011/°C.
- c) Se dejará además una holgura de 1 cm para asegurar el adecuado funcionamiento de la articulación.

De lo anterior se obtiene una holgura máxima para dilatación térmica de 6 cm (cada lado del puente se puede dilatar o contraer 2.5 cm aprox. por lo que  $h = 2.5 \times 2 + 1 = 6$  cm).



### Diseño de articulaciones laterales

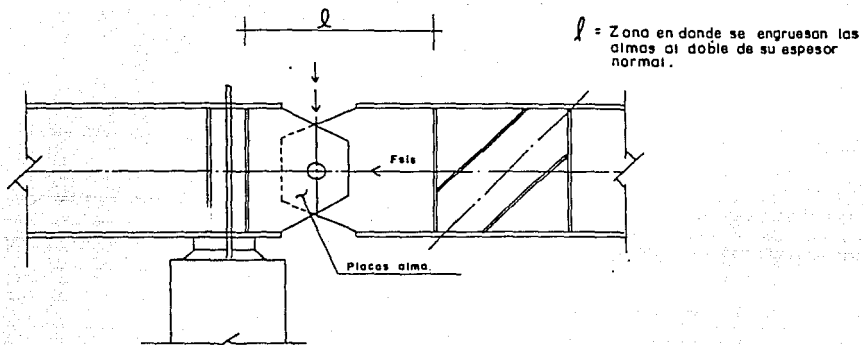


Fig. 5.1.7.7

Los elementos de la articulación se revisan utilizando el método de los esfuerzos permisibles, con los valores admisibles establecidos en las normas AASHTO.

### Revisión del perno

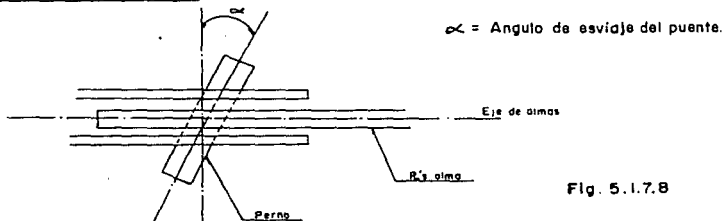


Fig. 5.1.7.8

El perno y las placas en su periferia se revisarán para los siguientes efectos:

Como la articulación se encuentra sometida a un conjunto de fuerzas, para la revisión del perno y sus placas trabajaremos con una fuerza resultante (P), que se obtiene de la siguiente manera: (Ver fig. 5.1.7.9)

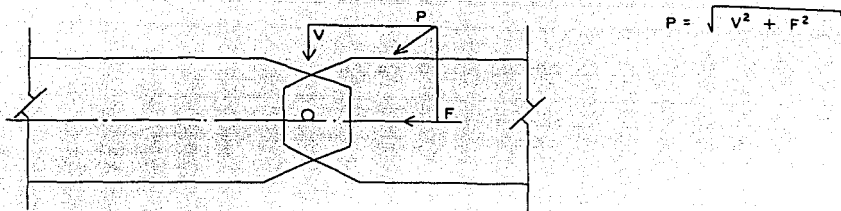


Fig.5.1.7.9

En la fig. anterior (V) es el cortante vertical sobre la articulación, (F) es la fuerza axial a transmitirse a través de la articulación y (P) es la fuerza resultante de diseño.

(P) se obtendrá tomando en cuenta los cortantes y las fuerzas axiales que se obtengan de los análisis para cada combinación de cargas establecidas en las normas AASHTO.

a) Flexión.- El perno trabaja como una viga que se puede idealizar de la siguiente forma. (Ver fig. 5.1.7.10).

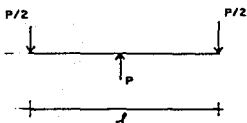


Fig. 5.1.7.10

Y cuya sección transversal es circular con un diámetro igual al diámetro del perno.

El momento actuante es  $M = \frac{Pl}{4}$ ,

Y con él se puede obtener el esfuerzo actuante por flexión a partir de la fórmula de la escuadría.

$$fb = \frac{M}{S}$$

Donde fb es el esfuerzo actuante por flexión en el perno.

El módulo de sección es el de la sección circular del perno. El esfuerzo permisible a flexión es  $F_b = 0.55 F_y$ .

A partir de los datos anteriores se puede obtener el diámetro requerido por flexión:

$$d_1 = \sqrt[3]{\frac{32 \times M}{\pi F_b}}$$

Donde  $d_1$  = Diámetro requerido por flexión en el perno.

Este diámetro deberá compararse con los que se obtengan por cortante y por aplastamiento.

b) Cortante. - Utilizando la idealización del perno como una viga simplemente apoyada se obtienen los cortantes para cada placa (Ver fig. 5.1.7.11).

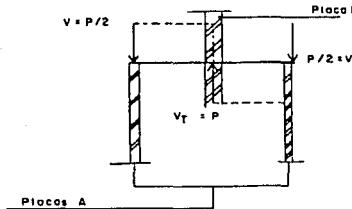


Fig.5.1.7.11

Se puede deducir que el diámetro del perno que resulte requerido para las placas (A) será el mismo que el que se obtenga de la revisión con la placa (B).

El esfuerzo cortante actuante se puede obtener dividiendo el cortante entre el área de la sección transversal del perno.

El esfuerzo cortante permisible en el perno (según las normas AASHTO) es igual a  $F_v = 0.4 F_y$ .

De lo anterior se puede obtener el diámetro requerido por cortante.

El área del perno es  $A = \frac{\pi d^2}{4}$  donde (d) es el diámetro del perno.

El esfuerzo actuante por cortante es:

$$f_v = \frac{V}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{4V}{\pi d^2} \quad \text{donde} \quad V = \frac{P}{2}$$

$$f_v = \frac{2P}{\pi d^2}$$

Haciendo  $f_v = F_v$ , donde  $F_v$  es el esfuerzo permisible a cortante.

$$\frac{2P}{\pi d^2} = 0.4 F_y ; \quad \text{despejando } d = \sqrt{\frac{2P}{\pi 0.4 F_y}}$$

Donde (d) es el diámetro requerido por cortante.

### c) Aplastamiento

Se considera que el área sometida a aplastamiento es aquella que se encuentra en contacto directo entre el perno y las placas en la dirección de la fuerza, como lo indica la fig. 5.1.7.12.

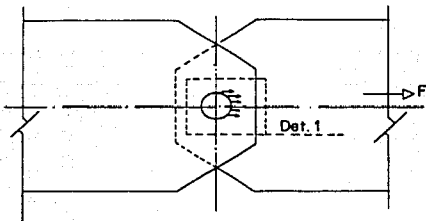
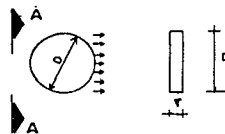


Fig. 5.1.7.12



DETALLE 1

VISTA A-A

En base a lo anterior, se puede obtener el esfuerzo actuante por aplastamiento entre el perno y las placas de la articulación.

Siendo  $f_p$  = Esfuerzo actuante al aplastamiento.

$$f_p = \frac{F}{A_p} = \frac{F}{t \cdot D}$$

Donde  $A_p$  = Área al aplastamiento.

$t$  = Espesor de la placa.

$D$  = Diámetro del perno.

$F$  = Fuerza a transmitirse a través del perno.

El esfuerzo permisible al aplastamiento ( $F_p$ ) se limita a  $F_p = 0.4 F_y$ , igualando el esfuerzo actuante con el esfuerzo permisible se puede obtener el diámetro (D) requerido del perno por aplastamiento.

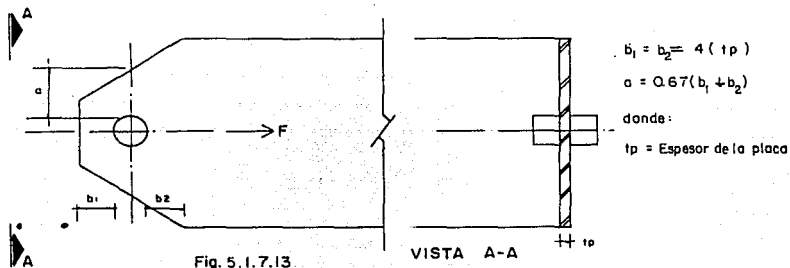
$$\frac{F}{t \cdot D} = 0.4 F_y$$

$$D = \frac{F}{t \cdot 0.4 F_y}$$

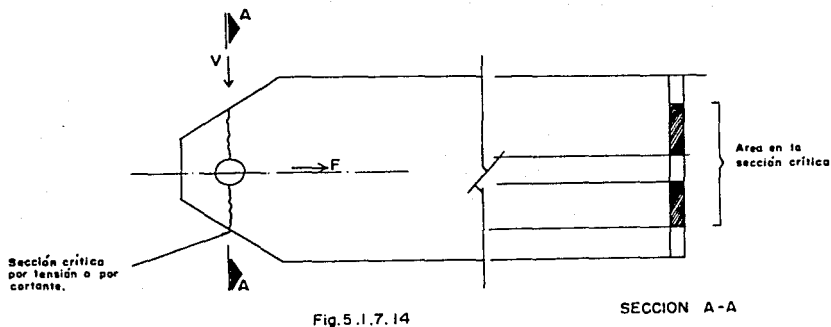
El diámetro que rige para el diseño del perno es el mayor que se obtenga de las tres condiciones anteriores. En el caso de los puentes sobre la Calzada Ignacio Zaragoza es la condición de aplastamiento la que determinó el diámetro necesario de los pernos.

Las distancias al borde se determinan de manera que no existan problemas de desgarre de las placas, comunmente se aceptan los siguientes criterios empíricos para determinar la geometría de la articulación. (Ver fig. 5.1.7.13).

Distancias mínimas recomendables para un pasador



Además de respetar estas dimensiones se debe verificar que no exista problemas de tensión o cortante en el área neta. (Ver fig. 5.1.7.14).



Para evitar problemas de este tipo las placas que forman al alma de las trabes principales se engrosaron en toda la zona adyacente al perno.

Además de los requisitos de diseño ya mencionados se deben tener en cuenta los siguientes detalles para el dimensionamiento del perno. (Ver fig. 5.1.7.15.)

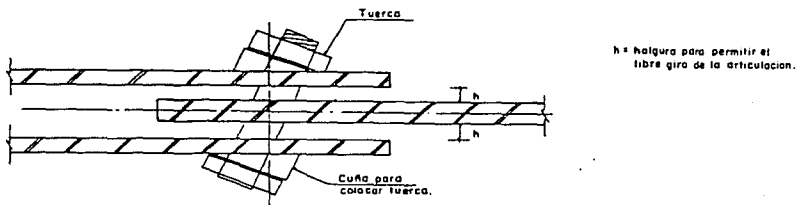


Fig. 5.1.7.15

### Diseño de las articulaciones centrales

El diseño de las articulaciones centrales es similar al de las articulaciones laterales descrito, pero la forma y función de las articulaciones centrales obliga a que se hagan consideraciones especiales adicionales. La revisión del perno y de las placas que se conectan con él se hace en forma idéntica que en el caso de las articulaciones laterales. A continuación se describen brevemente las condiciones adicionales a revisar.

#### a) Articulación central móvil

Debido a la forma de la articulación se deben revisar los efectos que describiremos junto con el funcionamiento del sistema. (Ver fig. 5.1.7.16).

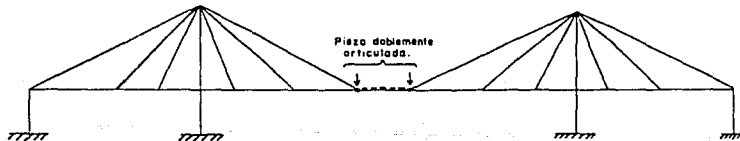
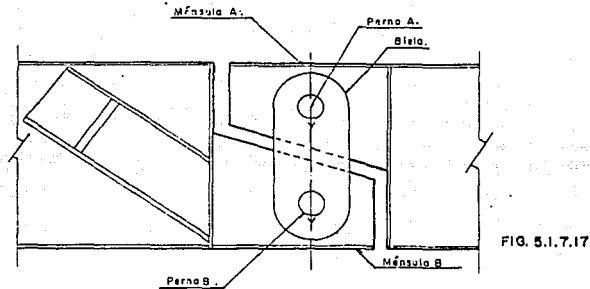


Fig. 5.1.7.16

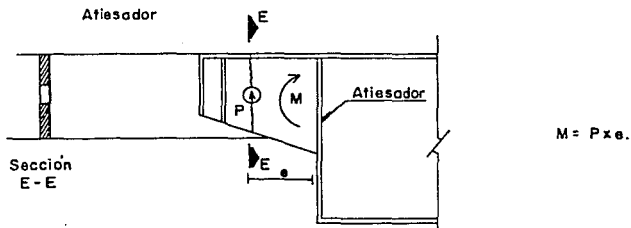
La pieza doblemente articulada se apoya en cada uno de sus extremos en la trabe principal, este apoyo se realiza por medio de los pernos de las articulaciones.

La articulación central móvil tiene la forma que se muestra en la fig. 5.1.7.17.



La ménsula (A) se apoya en el perno (A) y éste a su vez en la biela. Esta se sustenta en el perno (B), el cual transmite la fuerza hacia la ménsula (B) donde finaliza la transmisión de la fuerza.

En cada una de las ménsulas deben revisarse los efectos de flexión y cortante originados por el apoyo del perno. (Ver fig. 5.1.7.18).



La sección crítica a cortante será aquella indicada como E-E en la fig. anterior. El momento a que se ve sometida la ménsula es  $M = Pxe$ , como se indica en la misma fig. Al igual que en las articulaciones laterales, cuyo proceso de diseño ya se describió, se deben revisar las distancias existentes al borde del perno y las placas conectadas. Adicionalmente el conjunto se atiesa en forma adecuada para rigidizar a las ménsulas y su unión con las traveses principales.

Los esfuerzos permisibles que se utilizan para el diseño de estas placas y los pernos son los mismos ya indicados en los procedimientos anteriores.

La biela que conecta a los 2 pernos funciona como una columna sometida a compresión, con los extremos articulados. (Ver fig. 5.1.7.19).

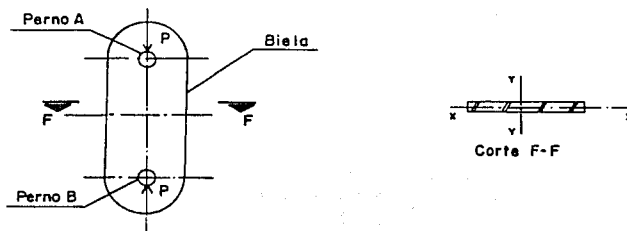


Fig. 5.1.7.19

Esta pequeña pieza se revisa como cualquier pieza a compresión con posibilidad de pandeo alrededor de sus 2 ejes x-x y y-y.

También en la articulación central móvil es importante dejar la holgura entre placas que permite el funcionamiento del sistema sin que las placas golpeen entre sí.

Como factor de seguridad adicional se han diseñado las articulaciones de forma que, si en un caso excepcional se requiriese, las ménsulas A y B pueden apoyarse una contra otra. Para ello se han colocado placas de apoyo en cada una de las ménsulas. (Ver fig. 5.1.7.20 ).



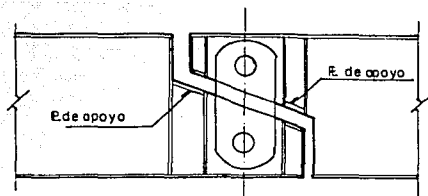


FIG. 5.1.7.20

Adicionalmente se ha reforzado cada ménsula por medio de placas atiesadoras.

b) Articulación central fija

El funcionamiento de la articulación central se describe a continuación. (Ver fig. 5.1.7.21).

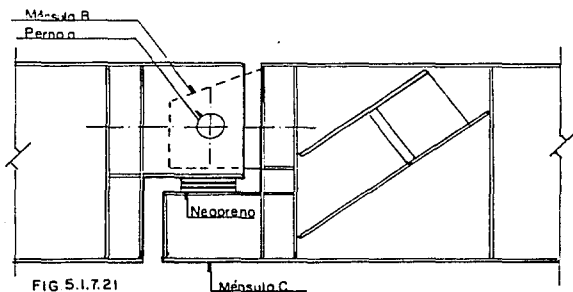
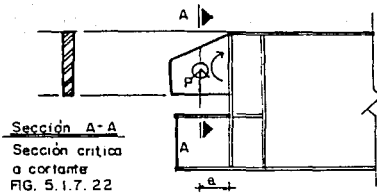


FIG. 5.1.7.21

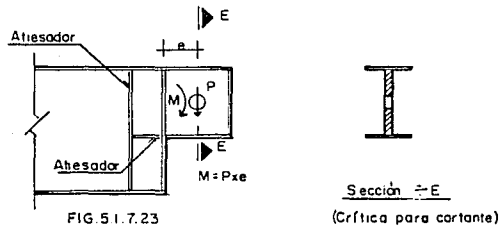
Al apoyarse la pieza doblemente articulada en los tramos adyacentes la ménsula (A) se sustenta en el perno (a), y el perno a su vez en la ménsula (B). Adicionalmente se ha colocado una placa de neopreno entre las ménsulas B y C con el fin de amortiguar el giro de la articulación. Como se puede apreciar, en caso extraordinario de que el perno tuviera un problema, la pieza doblemente articulada se apoyaría en la ménsula (C).

De lo anterior, los efectos que deben revisarse son los siguientes:

- 1) Revisión de cortante y flexión en la ménsula (A). (Ver fig. 5.1.7.22).

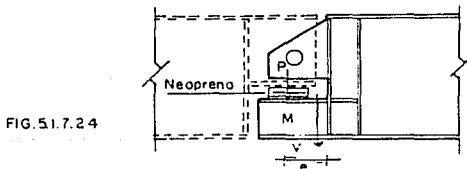


- 2) Flexión, cortante y aplastamiento en el perno (a). Revisión de distancias del perno al borde de las placas conectadas. (Siguiendo un procedimiento idéntico que el indicado para las articulaciones laterales).
- 3) Revisión de cortante y flexión en la ménsula (B). (Ver fig. 5.1.7.23.).



Se ha reforzado la sección por medio de atesadores para ayudar a soportar las solicitaciones que se mencionan.

- 4) Revisión de cortante y flexión en la ménsula (C). (Ver fig. 5.1.7.24.). En un caso excepcional de que la pieza doblemente articulada se llegara a apoyar en la ménsula (C) (de la fig. 5.1.7.21.), los efectos más importantes que se provocan se muestran en la siguiente fig:



P= Descarga por la pieza  
doblemente articulada  
V= Cortante (P)  
M= Momento debido a P (M=Pxe)

El apoyo de neopreno se diseña para permitir el giro máximo de la articulación y soportar la carga máxima de compresión que se le transmite, pero sin permitir desplazamiento horizontal. Para evitar que el apoyo de neopreno sufra un corrimiento horizontal se colocan pequeñas placas de acero a su alrededor que lo confinan.

### 5.1.8 Conexiones atornilladas

Para hacer más sencillo y seguro el montaje de las piezas de acero se decidió realizar las conexiones entre traveses por medio de tornillos, de forma que las soldaduras que de acuerdo con el proyecto fueran necesarias se realicen en taller para facilitar su control.

Las distintas conexiones atornilladas que son necesarias en la estructura metálica de estos puentes atirantados son:

- a) De traveses secundarios normales a traveses principales.
- b) De traveses secundarios especiales a traveses principales.
- c) Entre traveses principales.

Las conexiones trabajan por fricción entre las placas conectadas y en ellas se utilizan tornillos de alta resistencia A-325, de acuerdo con las normas AASHTO vigentes. Se eligieron conexiones tipo fricción debido a que en puentes de acero las conexiones se ven sometidas a intensa vibración y fatiga, lo que induce un posible aflojamiento de los tornillos y concentraciones de esfuerzos, estos son resistidos en forma más adecuada por las conexiones tipo fricción. Antiguamente se especificaba este tipo de conexión para puentes de acero.

En las conexiones tipo fricción se hace más importante el correcto apriete de los tornillos y sus tuercas, ya que del adecuado contacto entre placas depende la fricción que se genere entre los elementos conectados, y por ende, la capacidad de la conexión. Existen varios criterios para controlar y verificar el apriete de los tornillos, algunos de ellos emplean instrumentos de medición de tensiones o del torque aplicando al tornillo (por medio de un torquímetro), otros son criterios empíricos aceptados por las normas.

El más común es el método del 1/3 de vuelta extra, según el cual una vez apretado el tornillo por medio de una llave estándar (de unos 30 cms de brazo) y la fuerza de una persona común, éste se aprieta utilizando una llave con un brazo mayor por lo menos 1/3 de vuelta extra con respecto a la posición anterior. En realidad el giro extra del tornillo depende del diámetro y longitud del mismo, llegando a ser hasta de 2/3 de vuelta.

A continuación se describen brevemente las distintas conexiones atornilladas utilizadas y una síntesis de su secuela de diseño.

Finalmente podemos mencionar que el uso de rondanas no es necesario en este caso, debido al apriete indicado y el tipo de conexión a lograrse.

a) Conexión de traveses secundarios normales a traveses principales

La conexión tiene la forma que se indica en la fig. 5.1.8.1.

Para lograr la conexión se coloca un atiesador transversal soldado al alma y a los patines de la trabe principal. En este atiesador se realizan las perforaciones de los agujeros para los tornillos que conectarán al alma con este atiesador. La trabe secundaria se despatina en la zona de la conexión prolongándose únicamente el alma. Como la conexión transmite únicamente cortante y la localización de los tornillos es muy cercana al alma de la trabe principal no existen problemas de excentricidades que generen momentos.

El cortante por transmitirse consiste en la descarga que provoca la pieza de puente simplemente apoyada en sus extremos (ver figura 5.1.8.2).

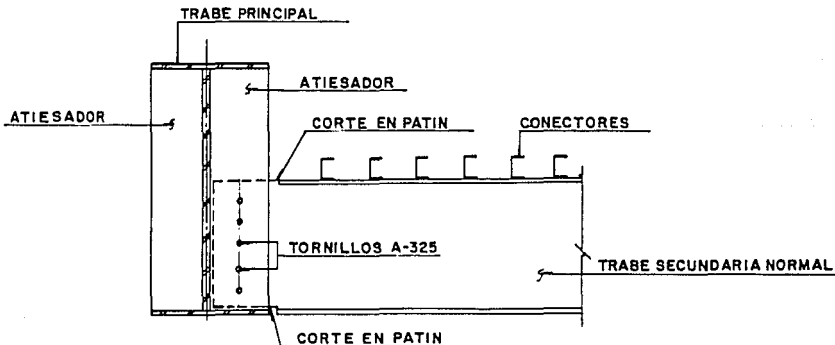


Fig. 5.1.8.1.

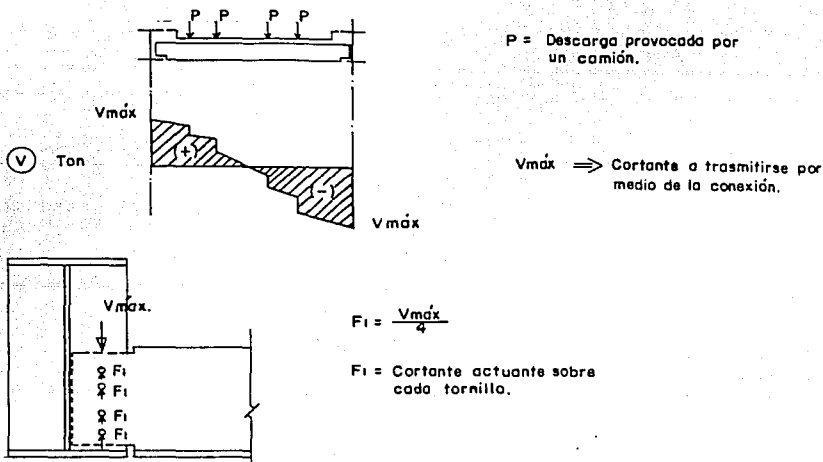


Fig. 5.1.8.2

De acuerdo con las normas AASHTO el esfuerzo permisible a cortante para cada tornillo A-325 en conexiones tipo fricción vale:

$$\begin{aligned} F_v &= 15.5 \text{ ksi} && (\text{para conexión tipo fricción}) \\ &= 1090.73 \text{ kg/cm}^2 && (\text{para cortante simple}) \\ &= 2181.5 \text{ kg/cm}^2 && (\text{para cortante doble}) \end{aligned}$$

En este caso la conexión trabaja por cortante simple, el área de acero de cada tornillo ( $A_s$ ) es:

$$A_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

Por lo que la capacidad útil para cada tornillo es:

$$P_v = 5.07 \times 1090 = 5530 \text{ kg}$$

El número necesario de tornillos es:

$$N = \frac{V_{m\acute{a}x}}{P_v} = \frac{25000}{5530} = 5 \text{ tornillos de } 1"$$

Por tratarse de una conexión tipo fricción no se revisa aplastamiento entre el tornillo y las placas conectadas, ya que no se considera que pueda existir deslizamiento en la conexión.

Los tornillos deben colocarse de forma que la separación mínima centro a centro entre ellos sea de 2.67 veces su diámetro. La distancia mínima que se debe cumplir del centro del tornillo al borde de las placas conectadas es de 1.5 veces del diámetro del tornillo.

Respetando las indicaciones anteriores la conexión queda de la forma que se indica en la figura 5.1.8.3.

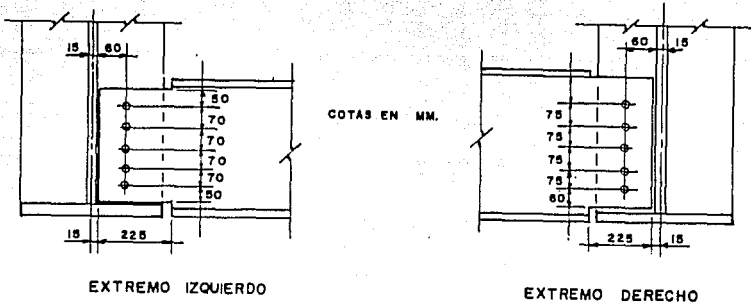


Fig. 5.1.8.3

Debido a que la trabe secundaria tiene un peralte variable la disposición de los tornillos en cada extremo es diferente.

b) Conexión de traves secundarias especiales a traves principales

La conexión debe transmitir el momento de volteo que provoca la excentricidad del cable con respecto al alma de la trabe principal. Este efecto se transporta hacia las traves secundarias como una flexión adicional.

En el puente Rojo Gómez las traves principales laterales tienen diferentes dimensiones que las traves centrales, por ello, las conexiones de traves secundarias especiales a traves principales tienen también diferente geometría. La forma y dimensiones de estas conexiones se muestra en la figura 5.1.8.4.

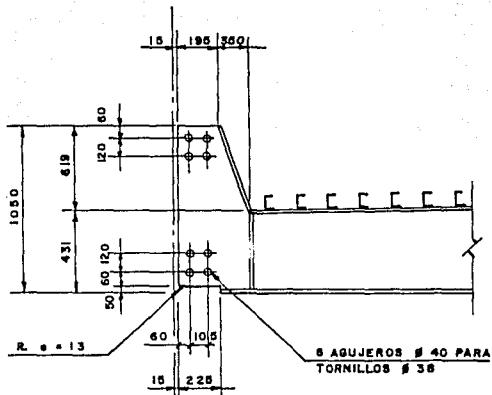


Fig. 5.1.6.4

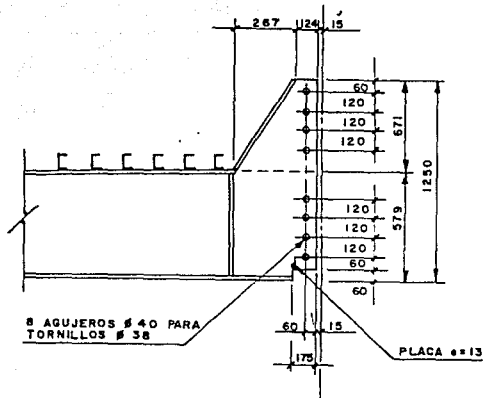
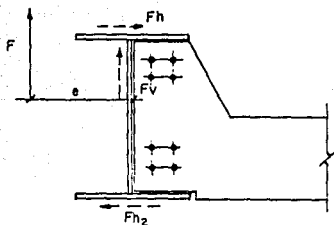


Fig. 5.1.8.4

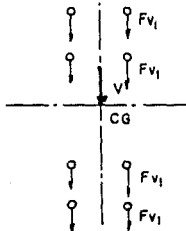
Como se puede apreciar en la fig. 5.1.8.4, la necesidad de transmitir un momento relativamente grande a través de la conexión obliga a adaptar los extremos de las traveses secundarias especiales. Dicha conexión funciona en forma general de la siguiente manera:





La excentricidad del cable con respecto al alma provoca un par que tiende a voltear a la trabe principal. La trabe evita este volteo apoyándose en la trabe secundaria, entonces el grupo de tornillos debe ser capaz de transmitir el momento generado y el cortante directo por el apoyo de la trabe secundaria hacia la trabe principal.

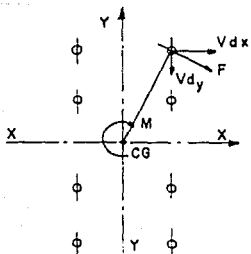
La forma que se utiliza comunmente para diseñar una conexión atornillada que se ve sometida a flexión y cortante se describe a continuación:



Los efectos del cortante directo ocasionado por la carga vertical sobre cada tornillo se obtienen dividiendo simplemente la fuerza (V) entre el número de tornillos (n).

$$F_{v1} = \frac{V}{n}$$

Los efectos del momento sobre cada tornillo los evaluamos de la siguiente forma:



$V_{dx}$  = Fuerza cortante en la dirección x generada por torsión.

$V_{dy}$  = Fuerza cortante en la dirección y generada por torsión.

$$V_{dx} = -\frac{M}{J} y$$

$$V_{dy} = -\frac{M}{J} x$$

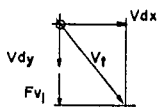
J = Momento polar de inercia del grupo de tornillos.

$$J = \sum_{i=1}^n (x_i^2 + y_i^2)$$

M = Momento a que se ve sometida la conexión.

x, y = Distancias del centro de gravedad de la conexión al tornillo crítico.

La capacidad del tornillo se compara con el cortante total ( $V_t$ ) a que se ve sometido y que vale:



$$V_t = \sqrt{(V_{dx})^2 + (V_{dy} + F_{vi})^2}$$

$$V_t < \text{Capacidad del tornillo a cortante}$$

Siguiendo el procedimiento mencionado revisaremos la conexión de uno de los extremos de las traves secundarias especiales del puente Rojo Gómez.

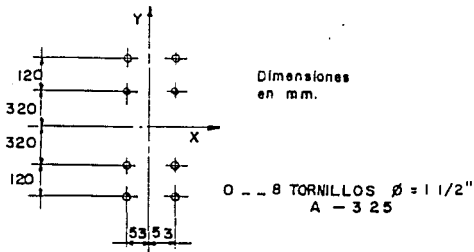


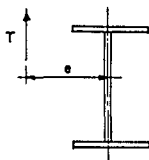
Fig. 5.1.8.5

#### Cálculo del momento polar de inercia (J)

$$J = \sum_{n=1}^8 (x_i^2 + y_i^2)$$

$$J = (5.3)^2 \times 8 + (32.0)^2 \times 4 + (44.0)^2 \times 4 = 12\,065 \text{ cm}^3$$

#### Cálculo de los cortantes por torsión



- T = Tensión en uno de los cables
- e = Excentricidad con respecto al alma de la trave principal
- T = 81 ton (incluye factores)

La fuerza que provoca el M de volteo es la proyección vertical de T.

El ángulo de inclinación de el cable en cuestión es de  $29^\circ$  con respecto a la horizontal, por lo que:

$$T_v = T_x \text{sen } 29^\circ = 81 \times \text{sen } 29^\circ = 39.30 \text{ ton}$$

La excentricidad del cable con respecto al alma de la trabe principal está dada por las dimensiones del anclaje y la caja de conexión necesaria para el mismo. En este caso  $e = 32 \text{ cm}$ .

El momento (M) a que se ve sometida la conexión vale:

$$T_v \times e = 39.30 \times 0.32 = 12.58 \text{ t.m.}$$

De acuerdo con las dimensiones indicadas en la fig. 5.1.8.5 las coordenadas del tornillo crítico con respecto al C.G. son ( $x = 5.3$ ,  $y = 44.0$ ), por lo que:

$$V_{dx} = \frac{M}{J} y = \frac{12.58 \times 10^5}{12065} \times 44 = 4587 \text{ kg}$$

$$V_{dy} = \frac{M}{J} x = \frac{12.58 \times 10^5}{12065} \times 5.3 = 552 \text{ kg}$$

#### Cálculo de los cortantes directos

$V_u = 29 \text{ ton}$  (Descarga de la pieza de puente especial, incluyendo CM y CV + I)  
 $n = 8$  (Número de tornillos)

$$F_{vi} = 29000 / 8 = 3625 \text{ kg}$$

#### Cortante total en el tornillo crítico

$$V_t = \sqrt{(F_{vi} + V_{dy})^2 + (V_{dx})^2} = \sqrt{(3625 + 552)^2 + (4587)^2} = 6203 \text{ kg}$$

#### Capacidad de cada tornillo

Tornillos A-325 ( $\phi = 1 \frac{1}{2}$ ") en conexiones tipo fricción trabajando a cortante simple (según AASHTO).

$$\begin{aligned} \text{Cap} &= 15.5 \text{ Ksi} \\ &= 1095 \text{ kg/cm}^2 \\ F_v &= 1095 \times 11.04 = 12\ 089 \text{ kg} \\ &\quad \text{La conexión es adecuada con un factor de seguridad amplio.} \end{aligned}$$

El mismo procedimiento se sigue para la conexión del otro extremo de la trabe secundaria especial.

Las conexiones se encuentran con factores de seguridad altos, lo que resulta conveniente debido al bajo costo relativo de la conexión con respecto a los demás elementos de la estructura, y a que cumple una función muy importante para el sistema.

Además de revisar lo anterior, la conexión debe cumplir con las especificaciones relativas a:

- Separación mínima entre tornillos, la cual se suele limitar a 2.67 o 3 veces el diámetro de los tornillos. Para este caso  $2.67 \phi = 10 \text{ cm}$ .
- Distancia mínima del tornillo al borde de las placas conectadas, la cual se limita generalmente a 1.5 veces el diámetro del tornillo, pero depende del diámetro de éste y del espesor de la placa conectada. Para este caso  $1.5 \phi = 5.7 \text{ cm}$ .

Nota: No se utilizarán roldanas.

### c) Conexión atornillada entre traves principales

A esta conexión también le llamamos de campo, porque sirve para enlazar a las traves principales durante el proceso de montaje de la estructura metálica del puente.

La conexión tiene las dimensiones que se indican en la figura 5.1.8.6.

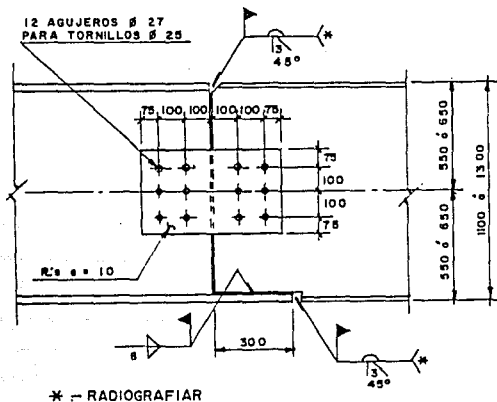


Fig. 5.1.8.6

Como se puede ver en el corte de la fig. 5.1.8.6. la conexión se realiza por medio de un par de placas que conectan a las dos almas de las traves principales, por lo que los tornillos trabajan a cortante doble.

La conexión debe ser capaz de transmitir el cortante entre las dos traves principales y la parte de la fuerza axial que conduce el alma, y que es generada por la acción sísmica. En general, la sollicitación más importante es el cortante ocasionado por la carga muerta y la carga viva.

Para revisar o diseñar estas conexiones atornilladas se puede seguir un procedimiento similar al indicado para las conexiones entre traves secundarias especiales y traves principales, ya que los tornillos se ven sometidos a la acción combinada de un cortante directo y un cortante por torsión.

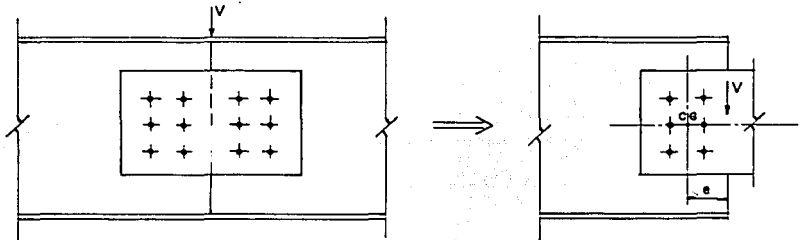


Fig. 5.1.8.7

La transmisión del cortante que genera el momento hacia la conexión se ilustra en la figura 5.1.8.7. El cortante es excéntrico con respecto al centro de gravedad de la conexión.

Para ilustrar el diseño de la conexión seguiremos un procedimiento similar al ya indicado para conexiones excéntricas, pero en el que los términos ya han sido estandarizados. Este procedimiento aparece en el A.I.S.C. edición de 1970.

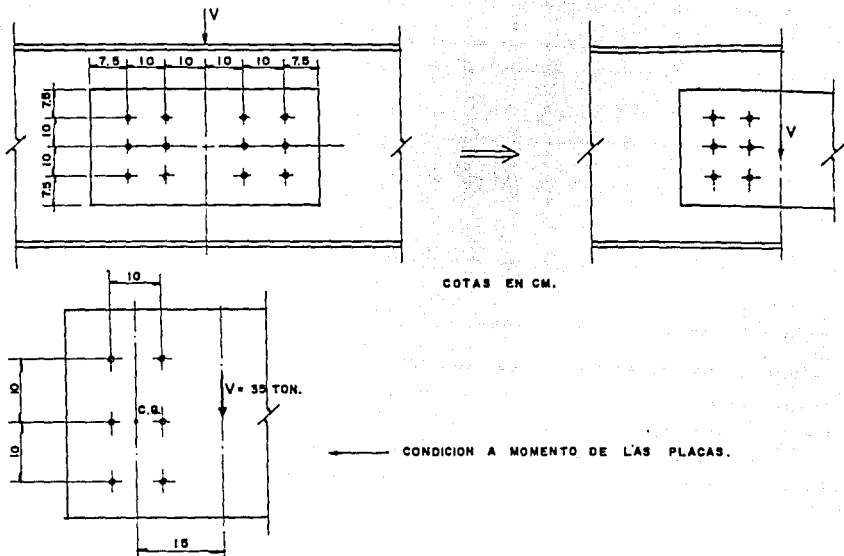


Fig. 5.1.8.8

### Revisión de la conexión entre traves principales

(Método del AISC-70 para cargas excéntricas)

#### Cálculo de las propiedades geométricas de la conexión (dimensiones en pulgadas)

$$I_{xx} = \left[ \frac{nb^2(n^2-1)}{12} \right] \times \text{No. de hileras verticales}$$

$$I_{xx} = \left[ \frac{3(3.94)^2(3^2-1)}{12} \right] \times 2 = 62.09 \text{ pulg}^4$$

b = Separación vertical entre tornillos.

n = Número de tornillos por hilera vertical.

$$I_{yy} = \left[ \frac{mD^2(m^2-1)}{12} \right] \times \text{No. de hileras horizontales.}$$

$$I_{yy} = \left[ \frac{2(3.94)^2(2^2-1)}{12} \right] \times 3 = 23.28 \text{ pulg}^4$$

m = Número de tornillos por hilera horizontal.

D = Separación entre hileras verticales.

l<sub>a</sub> = l<sub>real</sub> = Brazo real entre P y el CG del grupo de tornillos.

$$\begin{aligned}
 l_a &= 15 \text{ cm.} \\
 l_e &= \text{Longitud efectiva entre la carga } P \text{ y el CG del grupo} \\
 &\quad \text{de tornillos} \\
 l_e &= l_a - [(1+n)/2] \\
 &= 5.91 - [(1+3)/2] = \underline{3.91 \text{ pulg.}}
 \end{aligned}$$

Cálculo de las fuerzas generadas en el tornillo crítico  
(Ver fig. 5.1.8.9)

$$f_1 = \frac{P}{m \times n} = \frac{77}{(2 \times 3)} = \underline{12.83 \text{ kips}}$$

$$P = 35 \text{ ton} = 77 \text{ kips}$$

$$P = \text{Carga aplicada (kips)}$$

$$f_2 = \frac{(P/e)D}{2lp} = \frac{(77 \times 3.91)(3.94)}{2 \times 85.37} = \underline{6.95 \text{ kips}}$$

$$I_p = \text{Momento polar de inercia del grupo de tornillos} \\ \text{alrededor del CG.}$$

$$I_p = I_{xx} + I_{yy} = 85.37 \text{ pulg}^4$$

$$f_3 = \frac{(P/e)(n-1)b}{2lp} = \frac{(77 \times 3.91)(3-1)(3.94)}{2 \times 85.37} = \underline{13.89 \text{ kips}}$$

$$F_R = \sqrt{f_3^2 + (f_1 + f_2)^2}$$

$$F_R = \sqrt{(13.89)^2 + (12.83 + 6.95)^2} = 24.17 \text{ kips}$$

$$= \underline{10.98 \text{ ton por tornillo crítico}}$$

Capacidad de cada tornillo

Tornillos  $\phi = 1"$  en conexiones tipo fricción (cortante simple)

$$F_v = 15.5 \text{ ksi}$$

$$= 1090.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 2181.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (para cortante doble)}$$

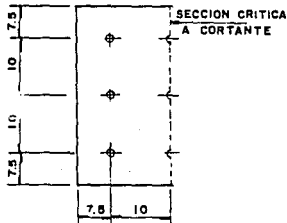
$$a_s \text{ útil} = 5.07 \text{ cm}^2 \text{ (para cada tornillo } \phi = 1")$$

$$V_R = 5.07 \times 2181.5$$

$$V_R = 11\,060 \text{ kg}$$

$$V_R > F_R \quad \therefore \text{ la sección es adecuada}$$

### Revisión de las placas



PLACA  $t = 1.0$   
(SON 2 PLACAS)



FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL TORNILLO CRITICO

Fig. 5.1.8.9

### Diámetro de los agujeros para los tornillos

Los agujeros especificados son estándar, con una holgura de  $1/16''$  entre el tornillo y el agujero. Es muy importante que durante la construcción de la estructura se garantice el diámetro de agujero especificado, ya que de ser mayor la conexión tipo fricción podría sufrir un deslizamiento pequeño, y con ello perder capacidad.

### Revisión por fatiga de las conexiones atornilladas

La variación repetida de esfuerzos afecta también a las conexiones atornilladas, principalmente en el metal de las placas a unir, el cual sufre una reducción de sus esfuerzos permisibles de trabajo.

Las normas americanas AASHTO indican lo siguiente a este respecto.

### Area de las placas en la sección crítica

$$A = 2 \times 1.0 \times (35 - 3(2.70)) = 53.81 \text{ cm}^2$$

### Esfuerzo permisible a cortante

$$F_v = 0.33 F_y = 835 \text{ kg/cm}^2$$

### Capacidad de la placa

$$V_R = A \times F_v = 44\,926 \text{ kg}$$

### Cortante sobre la placa

$$V_u = (F_2 + F_1) \times 3$$

$$V_u = (6.95 + 12.83) \times 3 = 59.34 \text{ kips}$$

$$V_u = \underline{26.90 \text{ ton}}$$

$V_R > V_u$   $\therefore$  La placa es adecuada



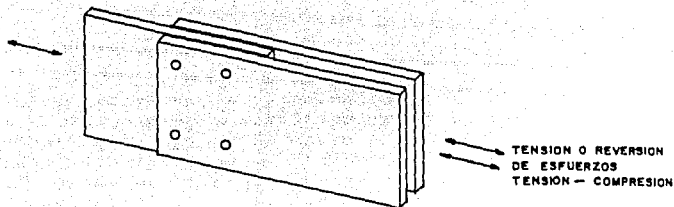


Fig. 5.1.8.10

Para conexiones atornilladas mecánicamente, y en el metal base de la sección gruesa de conexiones tipo fricción, excepto en aquellas juntas cargadas axialmente en las cuales se induzca un momento en el material conectado; el rango permisible de esfuerzos (diferencia algebraica entre el esfuerzo máximo y el esfuerzo mínimo) deberá ser menor que el valor indicado en las siguientes tablas.

Para elementos hiperestáticos  
(esf. perm. máximo -ksi-)

Categoría de reducción de esfuerzos	Para 100,000 ciclos carga	Para 500,000 ciclos carga	Para 2'000,000 ciclos carga	Para más de 2'000,000
B	45	27.5	18	16

Para elementos isostáticos

27.5	18	16	16
------	----	----	----

Estos esfuerzos permisibles máximos son válidos en el metal base de conexiones como la indicada en la figura 5.1.8.10, y cuando la conexión sufre variaciones en la fuerza de tensión a que se ve sometida, incluyendo los casos en que la variación sea de tensión a compresión.

Nota: Cuando la conexión está sometida únicamente a compresión o variaciones de esfuerzos en el rango de compresión no se presenta el fenómeno de la fatiga.

Para los puentes sobre la calzada Ignacio Zaragoza la fatiga significó poco en el diseño de las conexiones de los elementos a diferencia del caso de las traves principales de los puentes, donde la fatiga implicó incrementos apreciables de las secciones de acero.

En el caso de las conexiones de las traves principales a las traves secundarias normales, éstas trabajan únicamente a cortante, y aún cuando se presentan variaciones importantes en el rango de esfuerzos, al ocurrir este únicamente como fluctuación en el cortante de las piezas conectadas no existe disminución de la resistencia de la pieza por efecto de la fatiga.

Para las conexiones de traves principales a traves secundarias especiales si existen efectos de variación de esfuerzos que implican la revisión de la conexión. Como se indicó antes, la conexión transmite la fuerza cortante producto del apoyo de la trave secundaria sobre la trave principal, y transmite también el momento de volteo (torsionante) de la trave principal a la trave secundaria.

Este momento de volteo varía en proporción directa de la fuerza de tensión en el cable, y esta fuerza sufre cambios importantes dependiendo de la posición de la carga viva sobre el puente.

La conexión debe revisarse para el momento máximo que debe transmitir, y a la vez conocer los esfuerzos que provoca el momento mínimo de volteo. La diferencia algebraica entre el esfuerzo máximo y el esfuerzo mínimo en el metal base (placas conectadas) se conoce como rango real de esfuerzos, y este debe ser menor que el valor permisible indicado en la tabla anterior.

Si el rango real de esfuerzos excede del esfuerzo permisible se deberá reforzar a la conexión, ya sea, incrementando el número de tornillos, aumentando su diámetro y/o el espesor de las placas conectadas.

Para las conexiones de campo entre traves principales también se tienen que revisar los efectos de la fatiga. La conexión transmite fundamentalmente una fuerza cortante, pero también se ve sometida a la acción de una fuerza axial (ya sea provocada por las tensiones en los cables o por la transmisión de las fuerzas de sismo). En cualquier caso las fuerzas cortantes por transmitirse son mayores que las fuerzas axiales, lo que determinó las dimensiones generales de las conexiones sin que se tuviera que incrementar o reforzar a las conexiones a causa de la fatiga.

### 5.1.9 Topes para sismo

La fuerza generada por un sismo en el sentido transversal del puente es resistida por los marcos y muros de concreto de los apoyos. Para lograr que la fuerza sísmica se transmita del tablero del puente a los apoyos de concreto reforzado se han colocado "topes" de acero estructural bajo el tablero y sobre los apoyos.

Estos topes son sistemas formados por placas o por perfiles que impiden el desplazamiento transversal del tablero cuando se presenta una fuerza lateral.

A continuación se describe la forma y funcionamiento de los topes para sismo.

#### Función de los topes para sismo

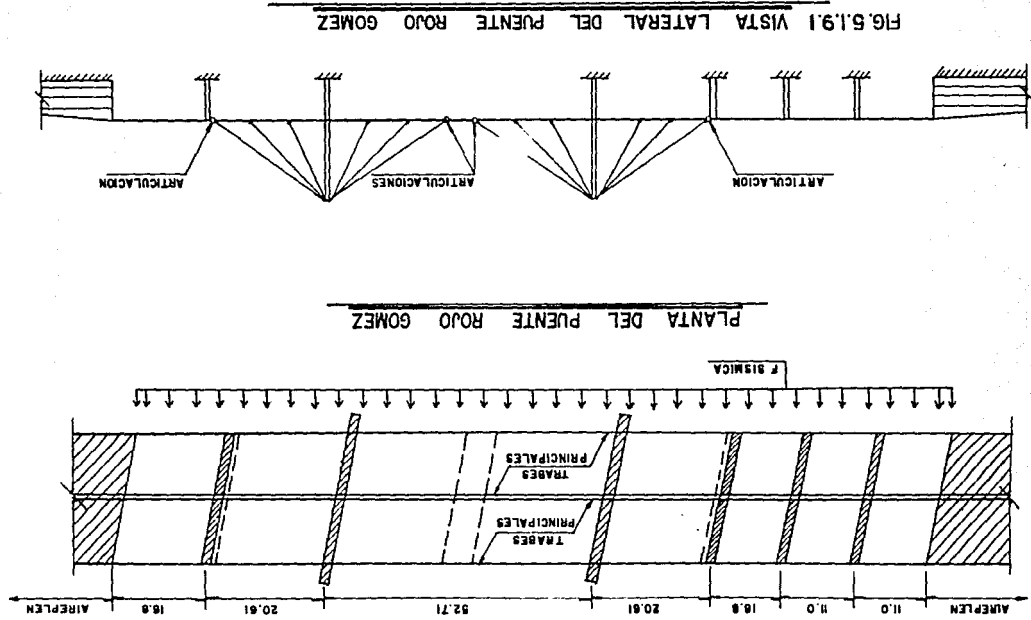
Cuando se presenta un sismo, éste genera fuerzas en la estructura en sus dos direcciones ortogonales, dependiendo de la dirección de la onda excitadora. La magnitud de estas fuerzas puede ser calculada de diversas formas, pero la más sencilla y práctica consiste en realizar un análisis estático que además brinda resultados conservadores.

Para obtener las fuerzas de sismo en el sentido transversal de la estructura se realizó un análisis estático de acuerdo con las hipótesis del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Según este análisis el tablero del puente se comporta como una gran viga continua apoyada en los marcos de concreto, según lo muestra la figura 5.1.9.1.

En la figura anterior se indica la fuerza sísmica como una fuerza lineal distribuida a todo lo largo del tablero. En realidad el tablero sufre 4 discontinuidades en su longitud, en los lugares donde existen articulaciones en las traveses (y juntas en la losa). Estas articulaciones obligan a que se coloquen topes para sismo especiales, que se describirán a detalle más adelante.

La fuerza sísmica que resiste cada apoyo es la que corresponde a su área tributaria de tablero. Los criterios para valuar la fuerza sísmica se describen en el capítulo de análisis por sismo.

El número y dimensiones de los topes para sismo que se colocan sobre cada apoyo dependen del ancho del puente y de la magnitud de la fuerza sísmica a transmitirse a través de ellos.



En la figura 5.1.9.2 se ilustra la posición de los topes para sismo y su forma general.

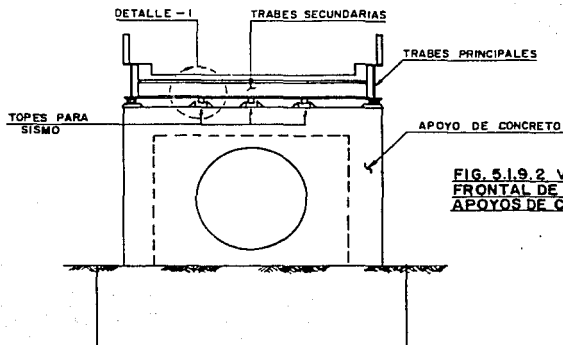
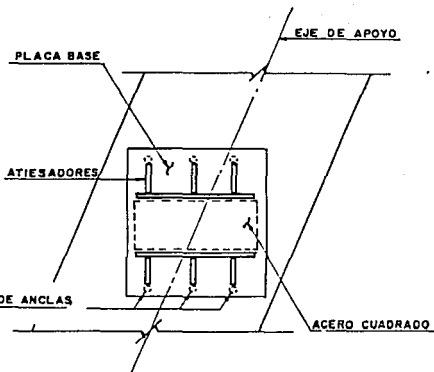
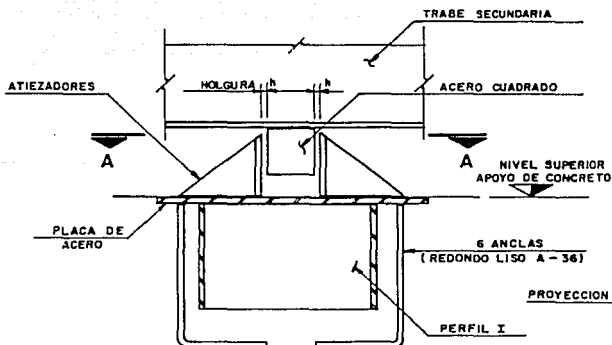


FIG. 5.1.9.2 VISTA  
FRONTAL DE LOS  
APOYOS DE CONCRETO



D E T A L L E - I

(TOPE PARA SISMO NORMAL)

V I S T A A - A

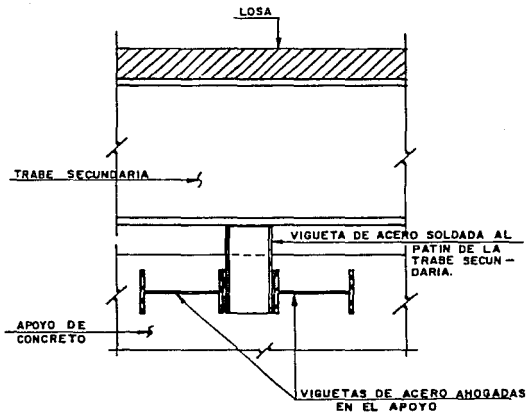
FIG. 5.1.9.2

FIG. 5.1.9.2

Descripción de los topes para sismo

Dependiendo de la posición del apoyo de concreto sobre el que se coloquen los topes para sismo, tenemos dos tipos de topes:

- A) Cuando el tope se encuentra exactamente sobre el eje de la trabe superior del apoyo de concreto (como el que se muestra en la fig. 5.1.9.2).
- B) Cuando los topes para sismo se localizan sobre una de las caras laterales de la trabe superior del apoyo de concreto. Este tipo de topes se ilustran en la figura 5.1.9.3.



**D E T A L L E — I**

(TOPE PARA SISMO TIPO B)

FIG. 5.1.9.3

Para el caso A cada tope para sismo está formado por las siguientes partes: (ver fig. 5.1.9.2).

En el tablero: Un prisma cuadrado macizo de acero A-36 que va soldado al patín de la trabe secundaria que se encuentra exactamente sobre el apoyo de concreto.

En el apoyo: Un arreglo de placas soldadas, atiesadas entre sí, que confinan al acero cuadrado sin ir unidas a él, y que van ancladas al apoyo de concreto.

Para el caso B cada tope para sismo se integra de la siguiente forma: (ver fig. 5.1.9.3).

En el tablero: Una vigueta de acero estructural soldada al patín de la trabe secundaria cercana al apoyo de concreto.

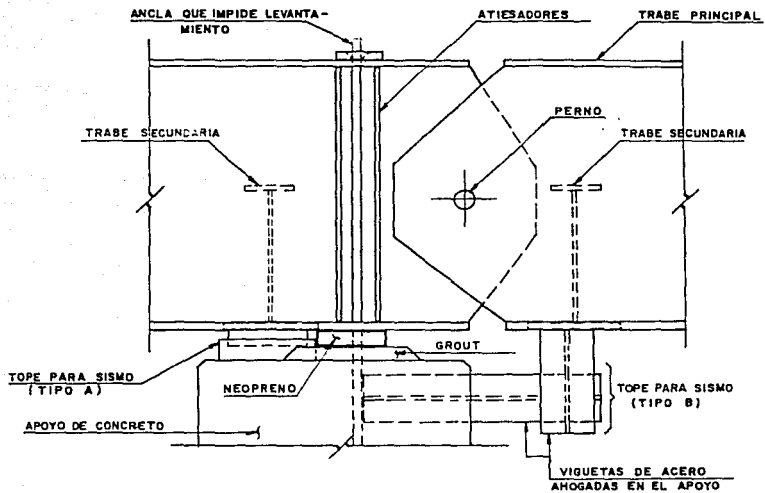
En el apoyo: Un par de viguetas de acero estructural ahogadas en el apoyo de concreto que confinan a la vigueta soldada al patín de la trabe secundaria.

Cuando se menciona al término "confinar" nos referimos a que las piezas ahogadas en los apoyos de concreto impiden el posible movimiento de las piezas fijas en las trabes secundarias del tablero ante la acción de un sismo. En realidad existe una pequeña holgura (3 mm) entre las piezas confinadas que sirve para permitir los movimientos por cambios de temperatura.

Al impedir el desplazamiento del tablero la fuerza producto del sismo es transmitida a los apoyos de concreto.

#### Análisis y diseño de los topes para sismo

Los efectos del sismo se analizan de acuerdo con los criterios mencionados en el capítulo "Análisis por sismo". Una vez que se han obtenido las fuerzas sísmicas sobre el diafragma rígido que forma el tablero del puente se calcula la fuerza sísmica que corresponde a cada tope, ésta depende del número de topes colocados sobre cada apoyo de concreto. A continuación se resumen los pasos fundamentales para la revisión y diseño del sistema una vez que se cuenta con la fuerza sísmica que ha de transmitir cada uno.



V I S T A A - A

FIG. 5.19.3



Caso A) Topes formados por bloques macizos de acero cuadrado

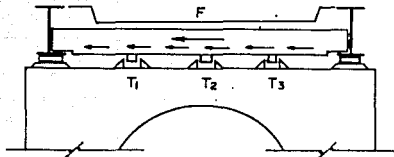


FIG. 5.1.9.4

Cuando el tablero intenta desplazarse ante la acción de un sismo, los topes funcionan como atraques que impiden dicho movimiento. La fuerza sísmica total sobre el apoyo de concreto se divide entre el número de topes (ver fig. 5.1.9.4).

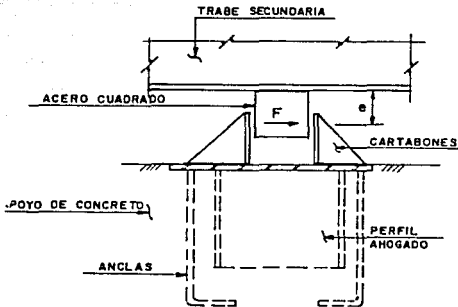
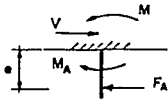


FIG. 5.1.9.5

El acero cuadrado, al apoyarse contra los cartabones, (ver fig. 5.1.9.5), recibe efectos de flexión y cortante que se calculan como si el elemento fuera una viga en cantilever.



Los esfuerzos que debe soportar el acero cuadrado se calculan fácilmente por medio de la fórmula de la escuadría. Por tratarse de una pieza compacta se pueden utilizar los esfuerzos permisibles máximos para flexión y cortante establecidos por las normas AASHTO.

El esfuerzo permisible a flexión se tomará como:

$$F_b = 0.75 F_y$$

Y el esfuerzo permisible a cortante será:

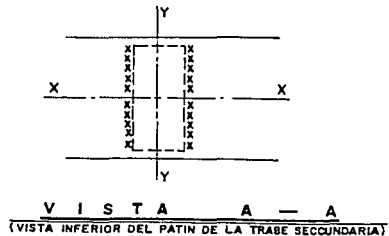
$$F_v = 0.33 F_y$$

Cabe mencionar que por tratarse de una acción accidental los esfuerzos permisibles pueden incrementarse hasta en un 33%.

La soldadura del acero cuadrado contra el patín inferior de la trabe secundaria debe "empotrar" en forma efectiva al bloque.



FIG. 5.1.9.6



Para verificar la capacidad de la soldadura, los esfuerzos que provoque el momento alrededor del eje Y-Y (ver 5.1.9.6) y el cortante sobre los dos filetes de soldadura deberán ser menores que los permisibles. Los esfuerzos por flexión pueden calcularse nuevamente utilizando la fórmula de la escuadría, de la siguiente forma:

$$F_b = \frac{M}{S_{yy}}$$

donde:  $S_{yy}$  es el módulo de sección de los dos filetes alrededor del eje de flexión.

El esfuerzo permisible máximo sobre los cordones de soldadura no excederá  $F_v = 0.27 F_u$ , donde  $F_u$  es el esfuerzo último de tensión de la soldadura o del metal base, (se toma el que sea menor).

Una vez que las placas de los cartabones reciben el apoyo del acero cuadrado, éstas también trabajan básicamente a flexión y cortante.

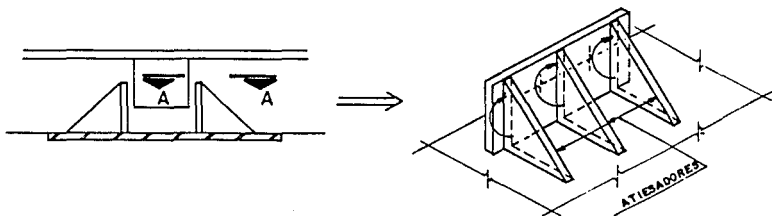
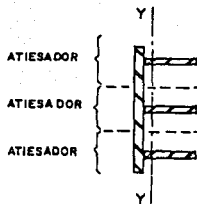


Fig. 5.1.9.6'



VISTA A - A

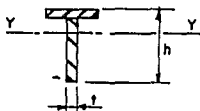


Fig. 5.1.9.7

La flexión ocurre alrededor de Y-Y. Cada atiesador y su placa de apoyo tributaria correspondiente debe ser capaz de resistir la flexión y el cortante que le transmita el acero cuadrado (ver fig. 5.1.9.6').

Los esfuerzos actuantes de flexión se deben limitar a los permisibles según las normas AASHTO:

$$F_b = 0.55 F_y$$

Para obtener los esfuerzos actuantes empleamos la fórmula de la escuadría.

$$f_b = \frac{M}{S}$$

Donde  $S$  es el módulo de sección de un atiesador con su placa, como lo muestra la figura 5.1.9.7. De esta forma se puede obtener un peralte  $h$  o un espesor  $t$  para el sistema.

Los efectos del cortante son resistidos totalmente por los atiesadores. El esfuerzo actuante se obtiene de la sig. forma:

$$f_v = \frac{P_1}{h \times t}$$

Donde  $P_1$  = Fuerza que le corresponde a cada atiesador.

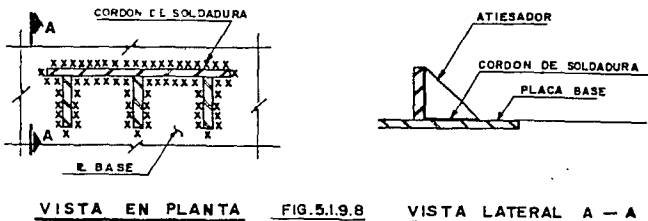
El esfuerzo actuante por corte debe ser menor o igual que el permisible:

$$F_v = 0.33 F_y$$

( $F_v$  se puede incrementar en un 33% por tratarse de una acción accidental).

Una vez que se ha revisado que los atiesadores y cartabones son capaces de resistir y transmitir la fuerza que se generará por sismo, se revisa su soldadura.

La soldadura consiste en un filete que se coloca en todo el perímetro del conjunto (ver fig. 5.1.9.8).



Empleando la fórmula de la escuadría se obtienen los esfuerzos por flexión sobre la soldadura (en forma idéntica que cuando se revisó el peralte o el espesor del atiesador) que deben combinarse con los esfuerzos por cortante para diseñar la soldadura. Los esfuerzos en la soldadura deben ser menores a  $0.27 F_u$ , donde  $F_u$  es el esfuerzo último del metal base o de la soldadura (el que sea menor).

La placa base del conjunto de atiesadores y cartabones se ve sometida a flexión, como lo muestra la figura 5.1.9.10.

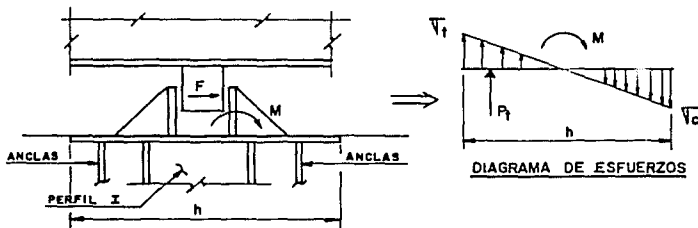


Fig. 5.1.9.10

El momento genera esfuerzos de tensión y compresión en la placa base ( $\sigma_T$  y  $\sigma_C$ ).

Las dimensiones de la placa base se determinan en forma que quede espacio suficiente para alojar a los cartabones y sus atiesadores junto con su soldadura. Además se debe revisar que el esfuerzo de compresión generado por flexión sea menor que el esfuerzo permisible de aplastamiento en el concreto ( $F_p = 0.25 f'c$ ). En general, debido a que las dimensiones de la placa base quedan determinadas por los requisitos de espacio de los atiesadores, al revisar los efectos provocados por la flexión se verifica que éstos son muy pequeños.

El espesor de la placa base se determina revisando por flexión una pequeña franja (de 1 cm de ancho) que trabaja en volado en el extremo de la placa, como lo muestra la fig. 5.1.9.11.

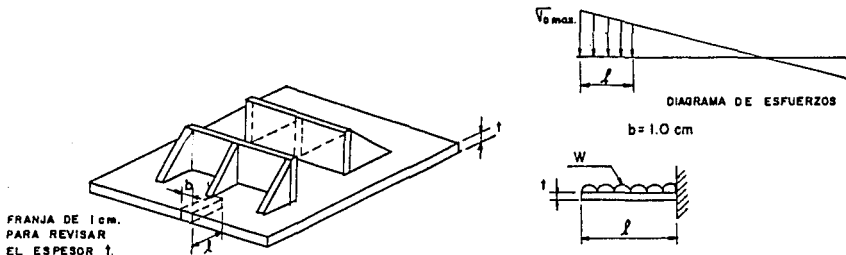


Fig. 5.1.9.11

La carga  $w$  se determina a partir del diagrama de esfuerzos, el espesor  $t$  se obtiene de forma que se cumpla que el esfuerzo actuante por flexión sea menor o igual que  $0.75 F_y$ , como se muestra a continuación:

$$fb = \frac{M}{S}, \quad S = \frac{bt^2}{6}$$

$$fb = \frac{6M}{bt^2}$$

$$t = \sqrt{\frac{6M}{b \cdot fb}}; \quad \text{y como } fb = F_b = 0.75 F_y$$

$$t = \sqrt{\frac{6M}{0.75 F_y}} \quad \text{y } b = 1.0 \text{ cm}$$

La tensión total debe ser resistida por las anclas, que están formadas por redondo liso de acero estructural. El área de acero que deben tener dichas anclas se puede obtener de la siguiente forma:

$$A_{nec} = \frac{P_t}{F_t}$$

Donde:

- $P_t$  = Tensión total obtenida a partir del diagrama de esfuerzos por flexión  
 $F_t$  = Esfuerzo permisible a la tensión para secciones macizas de acuerdo con las normas AASHTO ( $F_t = 0.55 F_y$ ).

Las anclas se unen a la placa base soldándolas entre sí, la soldadura de alrededor de las anclas debe ser capaz de resistir la fuerza de tensión que se transmitirá a cada ancla. Las anclas deben ahogarse en el concreto mínimo la longitud de desarrollo especificada para que por adherencia éstas puedan transmitir la fuerza al concreto.

La fuerza cortante sobre el sistema (que es igual a la fuerza sísmica para cada tope) es resistida por el perfil I que se ha soldado a la placa base y queda ahogado en el concreto (ver fig. 5.1.9.11').

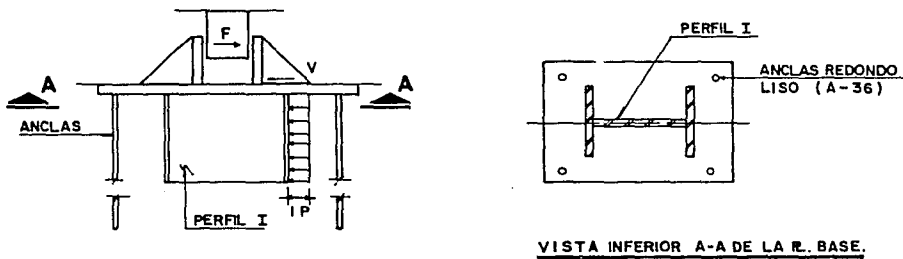


Fig. 5.1.9.11'

El alma del perfil I deberá ser capaz de resistir la fuerza cortante  $V$  de forma que el esfuerzo actuante  $f_v$  sea menor o igual que el permisible ( $f_v \leq F_v = 0.33 F_y$ ). Adicionalmente debe revisarse que el esfuerzo de aplastamiento que se genera por el apoyo del patín contra el concreto ( $f_p$ ) sea menor que el permisible ( $F_p = 0.25 f'_c$ ).

Caso B) Topes formados por perfiles de acero soldados al tablero y ahogados en los apoyos de concreto

Su función es idéntica que la de los topes formados por aceros cuadrados. Se utilizan cuando la discontinuidad de la losa en las articulaciones obliga a que el atraque contra los apoyos de concreto se realice por medio de elementos que sobresalgan de los apoyos (ver figura 5.1.9.12).

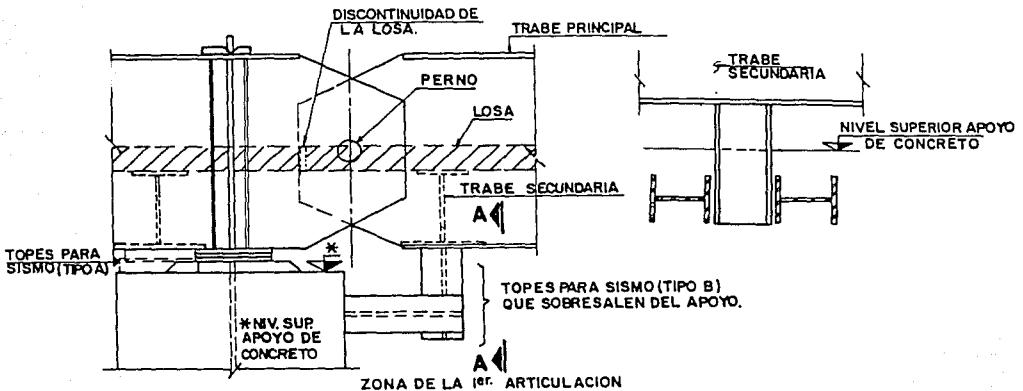


Fig. 5.1.9.12.

En su diseño podemos definir las siguientes etapas:

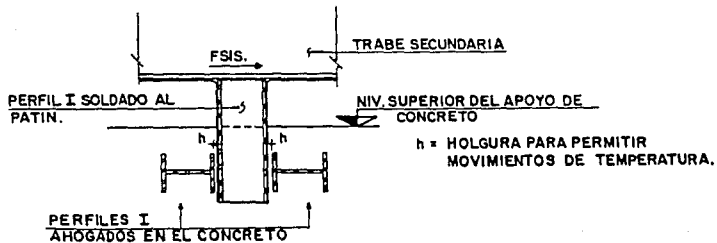


Fig. 5.1.9.13.

Cuando durante un sismo el tablero del puente intenta desplazarse, los topes para sismo lo impiden funcionando como un atraque contra los apoyos de concreto. Se genera entonces en cada uno de ellos una fuerza que es proporcional a las dimensiones del tablero y al número de topes colocados.

La fuerza sísmica se obtiene de un análisis sísmico estático, de acuerdo con lo ya indicado en el capítulo de análisis por sismo.

En la figura 5.1.9.13 se muestra la forma del tope formado por perfiles de acero estructural.

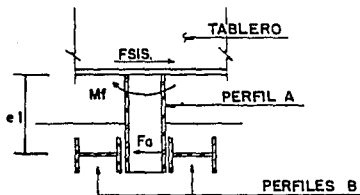


Fig. 5.1.9.14

Al apoyarse el perfil A en los perfiles B (ver fig. 5.1.9.14) se genera un momento flexionante ( $M_f$ ) y una fuerza cortante que es igual a la fuerza de sismo correspondiente.

El perfil A debe diseñarse para resistir la flexión y el cortante así obtenidos. Debido a la longitud tan pequeña de las piezas, al realizar la revisión por flexión el esfuerzo permisible no se reduce por pandeo lateral del patín a compresión, de forma que se puede diseñar para un esfuerzo permisible  $F_b = 0.55 F_y$ . Los esfuerzos actuantes se obtienen a partir de la fórmula de la escuadria, como se indica a continuación.

$M_f = F_r \cdot e$       Donde:  $F_r$  = fuerza de sismo para cada sistema  
 $e$  = excentricidad entre los perfiles ahogados en el apoyo y el paño inferior del tablero del puente.

Los esfuerzos actuantes se calculan con:

$f_b = \frac{M_f}{S}$       Donde:  $S$  = Es el módulo de sección de un perfil I.

Si hacemos  $f_b = F_b = 0.55 f_y$  podemos obtener el módulo de sección que debe cumplir nuestro perfil para ser adecuado.

$$S_{nec} = \frac{M_f}{0.55 F_y}$$



Una vez obtenido un perfil por flexión se debe revisar por cortante, debido al poco peralte de los perfiles obtenidos para flexión no es necesario revisar la estabilidad del alma o la necesidad de utilizar atiesadores de rigidez. Se considera que el alma debe resistir el cortante de forma que no se excedan de los esfuerzos permisibles, de manera que:

$F_v = 0.33 F_y$       Donde:  $F_v =$  Esfuerzo permisible a cortante (según AASHTO)

$$\text{y siendo } f_v = \frac{F_{v1s}}{A_{\text{alma}}} = \frac{F_{v1s}}{t_w \times d}, \quad f_v \leq F_v$$

Nota: Los esfuerzos permisibles se pueden incrementar hasta en un 33% por tratarse de una acción accidental.

Una vez que se ha realizado el apoyo contra los perfiles B, se realiza en ellos la revisión de flexión y cortante.

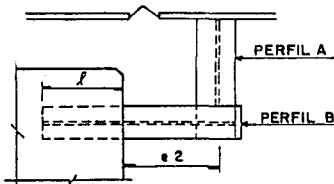


Fig. 5.1.9. 15.

El momento flexionante que se genera ahora es  $M_f = F_{v1s} \times e_2$ , donde  $e_2$  es la excentricidad que existe entre el eje del alma del perfil A y el borde del apoyo de concreto contra el que se realiza el apoyo.

La fuerza cortante que debe tomar el alma de cada perfil es igual a la fuerza sísmica que corresponde a ese sistema.

Una vez obtenidos los elementos mecánicos la revisión de los perfiles se realiza en forma idéntica que la indicada para los perfiles A.

Finalmente, se revisa la longitud de empotramiento del perfil dentro del apoyo de concreto verificando que la adherencia entre el concreto y el acero del perfil sea suficiente para transmitir la fuerza por flexión en cada patín hacia el apoyo de concreto. Adicionalmente debe revisarse que el esfuerzo de aplastamiento que se genera entre el concreto y el patín comprimido sea menor que el permisible ( $F_p = 0.25 f'c$ ).

### 5.1.10 Anclas antilevantamiento

En ocasiones las traves principales del puente pueden intentar levantarse con respecto a sus apoyos dependiendo de la posición de la carga viva. Para evitar eso se han colocado en esos puntos anclas que fijan a la trabe contra su apoyo, en este inciso describiremos brevemente su función, así como los criterios de análisis y diseño.

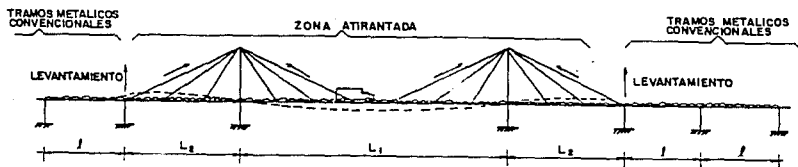


Fig. 5.1.10.1

En la fig. 5.1.10.1 se muestra una vista longitudinal esquemática de un puente. La magnitud de los claros  $L_1$  y  $L_2$  queda obligada en la mayoría de los casos por las condiciones de vialidad existentes. Cuando la vialidad no obliga a localizar los apoyos en algún punto, entonces es posible dar una magnitud a los claros  $L_1$  y  $L_2$  tal que  $L_2$  sea aproximadamente igual a 0.4 ó 0.5 de  $L_1$ , con lo cual se logran importantes ventajas en el comportamiento del puente, como se verá adelante.

Si  $L_2 < 0.45 L_1$ , como sucede en la mayoría de los puentes sobre la calz. Ignacio Zaragoza, el desequilibrio entre el claro  $L_1$  y los claros  $L_2$  provoca una fuerza de levantamiento para las tabes principales. La fuerza de levantamiento depende entonces de la relación entre los claros  $L_1$  y  $L_2$  y se ve incrementada por la carga viva cada vez que pasa un vehículo por el centro del claro  $L_1$ .

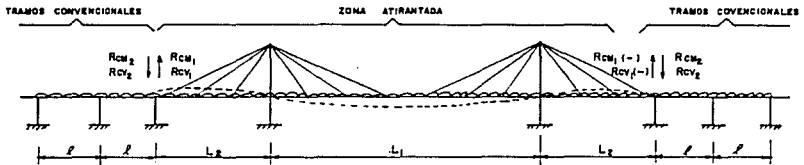
Esta fuerza de levantamiento se ve disminuida por la descarga del último tramo metálico convencional, de forma que casi se equilibran entre sí. Aún así, para evitar cualquier posibilidad de levantamiento ante el paso de una carga viva excesiva se ha previsto la colocación de anclas que fijan a la trabe, las

anclas se fijan a su vez en los apoyos de concreto que son los que finalmente reciben la fuerza de tensión. Esta fuerza de tensión se resta del peso propio del apoyo de concreto para obtener la descarga hacia la cimentación.

### Obtención de la fuerza de levantamiento

Para obtener la condición de carga que produce los efectos de levantamiento más grandes se realiza lo siguiente:

- a) Primero se analiza la zona atirantada de los puentes, tanto para carga muerta como para carga viva. Por carga muerta se obtiene el valor de la reacción negativa sobre el primer o último apoyos de la zona atirantada, (para algunos puentes esta reacción negativa -de tensión o levantamiento- por carga muerta no se presenta, sino que es positiva y refleja una descarga vertical hacia abajo), (ver fig. 5.1.10.2).



$R_{cm} (-)$  = REACCION DEL LEVANTAMIENTO POR CARGA MUERTA  
(NO NECESARIAMENTE DEBE SER DE LEVANTAMIENTO)

$R_{cv} (-)$  = REACCION DE LEVANTAMIENTO POR CARGA VIVA.

Fig. 5.1.10.2

Por carga viva se obtiene la posición del vehículo que provoque el mayor efecto de levantamiento, ésta siempre es cuando el camión se encuentra cerca del centro del claro central ( $L_1$ ). En la fig. 5.1.10.2 se denomina  $R_{cv} (-)$  a la reacción por carga viva.

- b) Luego se analizan los tramos convencionales obteniendo en ellos la reacción por carga muerta ( $R_{cm_2}$ ) para el último apoyo (el que coincide con el primer apoyo de la zona atirantada) y la reacción mínima por carga viva ( $R_{cv_2}$ ). Por resultar conservador conviene hacer  $R_{cv_2} = 0$ .
- c) Por último se realiza la suma algebraica de las reacciones para obtener la fuerza de tensión que deberán soportar las anclas.

$$F_t = R_{cm_2} - R_{cm_1} - R_{cv_1}$$

#### Diseño de las anclas

Las especificaciones AASHTO (1989) indican que las fuerzas de levantamiento deberán ser resistidas por elementos que trabajen a tensión, para equilibrar la fuerza de levantamiento con la masa de mampostería a que estén ligadas las anclas. El diseño se hará para alguna de los siguientes condiciones, la que produzca los mayores efectos:

- a) La fuerza de levantamiento calculada a partir de cualquier combinación de carga establecida por estas normas, en la cual la carga viva más impacto se incrementa un 100%.
- b) La fuerza de levantamiento calculada a nivel de cargas de servicio incrementada en un 50%.

Asimismo, las normas establecen que las anclas a tensión u otros elementos esforzados que se diseñen bajo alguna de las condiciones arriba indicadas se podrán diseñar hasta con un 150% de los esfuerzos permisibles básicos.

Diseñando las anclas a tensión por esfuerzos permisibles, la combinación de cargas que establecen las normas AASHTO es:

$$CM + (CV + I)$$

La cual se modifica de acuerdo con los incisos a y b para el diseño de elementos ante fuerzas de levantamiento, de forma que la fuerza de diseño será la mayor que se obtenga con alguna de las siguientes combinaciones:

- a.1)  $CM + (2CV + I)$   
 b.1)  $1.5 (CM + (CV + I))$

Donde:

- CM = Fuerza de tensión (o compresión) por carga muerta  
 CV = Fuerza de tensión por carga viva  
 I = Incremento de la carga viva por efectos de impacto

El esfuerzo permisible a tensión del ancla será 150% del esfuerzo permisible básico, por lo tanto:

$$F_T = 0.55 F_y (1.5)$$

La forma y localización de las anclas en las traves principales se muestran en la fig. 5.1.10.3.

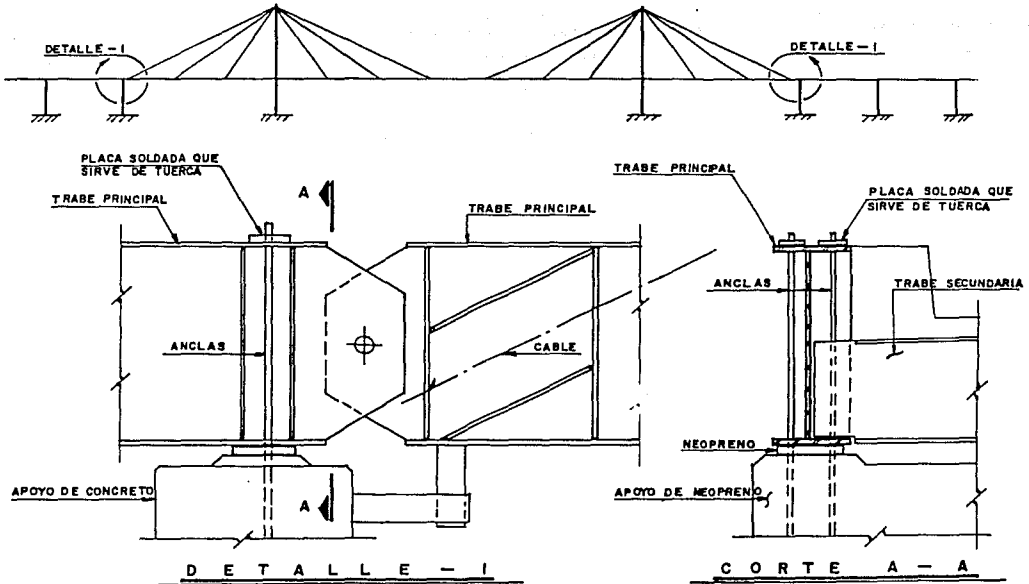


Fig. 5.1.10.3

Las anclas colocadas en la trabe no deben impedir su libre deformación longitudinal por temperatura, por lo que las perforaciones en la trabe por las que atraviezan las anclas se hacen de forma alargada (oblonga), lo mismo se realiza en el apoyo de neopreno que se encuentra bajo la trabe en ese punto. Las holguras en dichos agujeros oblongos se calculan de acuerdo con las dilataciones o contracciones máximas esperadas de la estructura metálica (ver el capítulo "Análisis por temperatura").

Adicionalmente al diseño del ancla por resistencia ante carga estática se debe realizar una revisión por fatiga. De acuerdo con las normas AASHTO el rango permisible de esfuerzos (diferencia entre el esfuerzo máximo y mínimo de un ciclo de carga) para un elemento sometido a tensión y con las características geométricas del ancla es de 18,000 lb/pulg (1268 kg/cm<sup>2</sup>) cuando se encuentra sometido a más de 2 millones de ciclos de carga. El rango actuante de esfuerzos debe limitarse a un valor máximo menor o igual que el permisible.

Ejemplificaremos el diseño de las anclas del puente de Rojo Gómez para ilustrar lo anterior.

La fuerza de levantamiento por carga muerta (Pcm) es:

$$P_{cm} = 3.1 \text{ ton} \downarrow (\text{Fuerza hacia abajo, por lo que no hay levantamiento})$$

$$P_{cv} = -27 \text{ ton} \uparrow (\text{Fuerza hacia arriba, de tensión para el ancla})$$

Las combinaciones de carga (a y b) para obtener la fuerza de diseño son:

$$a) \quad P_{cm} + 2 (P_{cv} + I) = -67 \text{ ton (de tensión)... Rige para el diseño}$$

$$b) \quad 1.5 (P_{cm} + (P_{cv} + I)) = -48 \text{ ton (de tensión)}$$

Esta fuerza de diseño se ha obtenido a partir de un modelo bidimensional que representa solo una trabe principal del puente con sus cables y mástiles, cada trabe tiene un par de anclas colocadas una a cada lado del alma.

El área de acero necesaria para ese par de anclas es:

$$A_s = \frac{P}{F_t} = \frac{67 \ 100}{(0.55 \times 2530 \times 1.5)} = 32 \text{ cm}^2$$

Esta área (As) se puede proporcionar con un par de anclas de diámetro igual a 1 3/4", formadas por redondo liso de acero

estructural. Cabe mencionar que las anclas no tienen rosca, por lo que su área no se ve disminuída.

Para realizar la revisión por fatiga hay que obtener las fuerzas máxima y mínima a que se verá sometida el ancla.

Tensión máxima = 33,500 kg (tensión)... Esfuerzo máximo =  
= 1040 kg/cm<sup>2</sup>

Tensión mínima = 0.0 ... Esfuerzo mínimo = 0.0 kg/cm<sup>2</sup>  
(No puede existir compresión en el ancla)

Rango actuante de esfuerzos = 1032.0 - 0.0 = 1032 kg/cm<sup>2</sup>

Rango permisible de esfuerzos para fatiga (según normas AASHTO)  
= 1268 kg/cm<sup>2</sup>

Rango permisible > Rango actuante, por lo tanto el área de las anclas es adecuada para efectos de fatiga

Además de obtener el diámetro requerido de las anclas se deben definir ciertos detalles que se mencionan a continuación.

#### Longitud de desarrollo del ancla dentro del apoyo de concreto

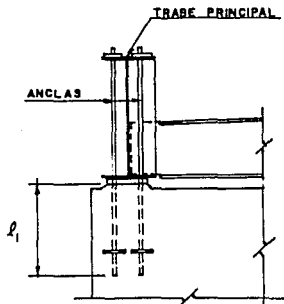


Fig. 5.1.10.4

La longitud que el ancla debe tener dentro del apoyo de concreto debe ser tal que permita que la varilla alcance su esfuerzo de fluencia, sin que falle antes la adherencia entre el concreto del apoyo y el acero de la varilla. Esa longitud se denomina de desarrollo. La longitud de desarrollo depende del diámetro del ancla y en su esfuerzo de fluencia. Las normas establecen que la longitud de desarrollo de una varilla lisa será el doble de la calculada con la siguiente fórmula (y que corresponde a la longitud de desarrollo de una varilla corrugada).

$$Ldb = 0.06 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

Donde:

db = diámetro de la barra

- $A_s$  = Área transversal de cada varilla.  
 $f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de la barra.  
 $f'c$  = Esfuerzo de compresión del concreto a los 28 días de colado.

Esta longitud de desarrollo básica debe afectarse por ciertos valores que dependen de las condiciones en que se encuentre el ancla.

Para una barra como la del ejemplo calculado anteriormente la  $L_{db}$  es de aproximadamente 400 cm. Cuando la longitud de desarrollo se hace tan grande conviene colocar placas que van soldadas al ancla y que ahogadas dentro del concreto, topan contra éste, permitiendo reducir la longitud del ancla (ver fig. 5.1.10.4).

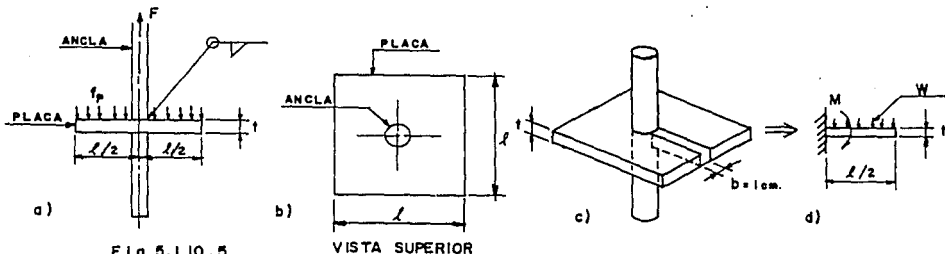


Fig. 5.1.10.5

VISTA SUPERIOR

La secuela de diseño de la placa se ilustra en las figs. 5.1.10.5.

A partir de la fuerza de tensión total sobre cada ancla se obtienen las dimensiones ( $l$ ) de la placa. El área de la placa ( $l \times l$ ) debe ser tal que el esfuerzo de aplastamiento entre la placa y el concreto ( $f_p$  en la fig. a) sea menor o igual que  $0.25 f'c$ .

Después de obtener las dimensiones  $l$  de la placa se determina su espesor  $t$ . A partir del esfuerzo ( $f_p$ ) calculado en el paso anterior se analiza una pequeña viga en cantilever (ver fig. c), cuya longitud es  $l/2$ , su ancho es unitario (1 cm) su carga uniformemente distribuida es igual a la presión  $f_p$ . El espesor  $t$  de la placa debe ser tal que el esfuerzo de flexión provocado sea menor o igual que  $0.75 f_y$ .

El esfuerzo actuante por flexión se calcula a partir de la fórmula de la escuadría.



$f_b = \frac{M}{S}$ , donde  $S$  = Módulo de sección de la viga en cantilever

Igualando el esfuerzo actuante con el esfuerzo permisible se puede obtener directamente el espesor ( $t$ ) requerido de la placa.

donde  $t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}}$  donde  $F_b$  = Esfuerzo permisible a flexión  
 $F_b = 0.75 F_y$

Por último, debe revisarse el cortante en toda la zona crítica de la placa, que es el perímetro alrededor del ancla, el esfuerzo actuante por corte se obtiene dividiendo la fuerza total en el ancla entre el área sometida a este efecto. El esfuerzo actuante ( $f_v$ ) debe ser menor o igual que el permisible ( $F_v = 0.33 F_y$ ).

La placa se fija al ancla por medio de soldadura de filete todo alrededor del ancla.

Al realizar de esta forma la fijación del ancla la longitud de la misma que debe quedar ahogada dentro del concreto puede reducirse notablemente ( $l_1$ , en la fig. 5.1.10.4).

La trabe debe quedar fija para evitar cualquier movimiento vertical por medio del ancla, y para lograr esto se debe colocar en el extremo del ancla un par de placas que funcionen como tuercas (ver fig. 5.1.10.6).

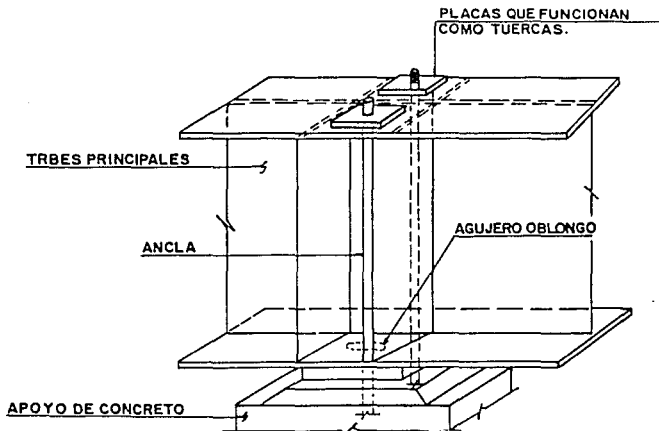


Fig. 5.1.10.6.

Estas placas se sueldan al ancla, pero sin que queden fijas con respecto al patín superior de la trabe principal, para que la trabe pueda deformarse libremente por efecto de los cambios de temperatura sin tener que doblar al ancla (ver fig. 5.1.10.7).

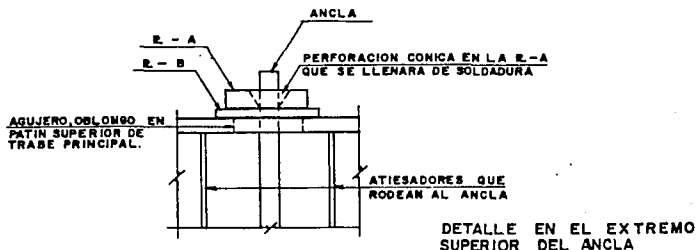


Fig. 5.1.10.7

Al realizarse el intento de levantamiento de la trabe principal se produce una flexión local en el patín superior por el apoyo de las placas que funcionan como tuercas. Esto se explica en la fig. 5.1.10.8.

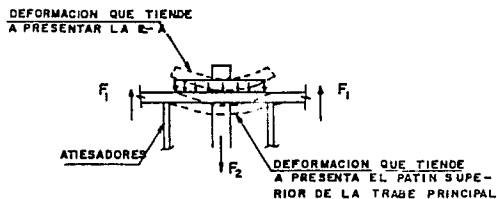


Fig. 5.1.10.8

Las fuerzas  $F_1$  representan la acción que pretende el levantamiento de la trabe, mientras que la fuerza  $F_2$  representa la reacción de oposición al levantamiento, realizada por medio del ancla. Las placas A y B del patín superior deben diseñarse de la forma que la flexión local no provoque un esfuerzo mayor que el permisible, de la misma forma se debe proceder con los esfuerzos de cortante.

Los atiesadores que rodean al ancla funcionarán como columnas que recibirán el apoyo del patín superior cuando se presente la acción de levantamiento de la trabe. Se pueden diseñar siguiendo la analogía con una columna doblemente articulada. (Ver fig. 5.1.10.9).

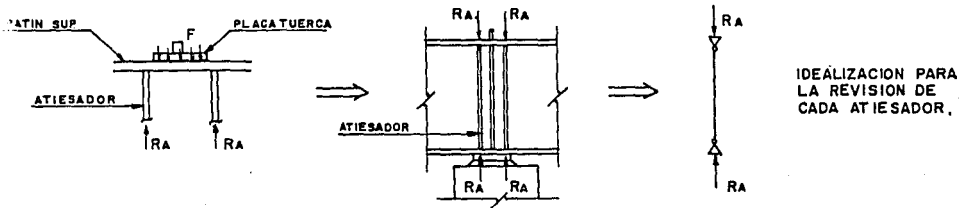


Fig. 5.1.10.9

## 5.2 Diseño de elementos de concreto

### 5.2.1 Losas

El sistema de piso de los puentes está formado por trabes secundarias a cada 2.50 m que forman sección compuesta con la losa de concreto reforzado.

Vista en planta la losa tiene la estructuración que se muestra en la fig. 5.2.1.1.

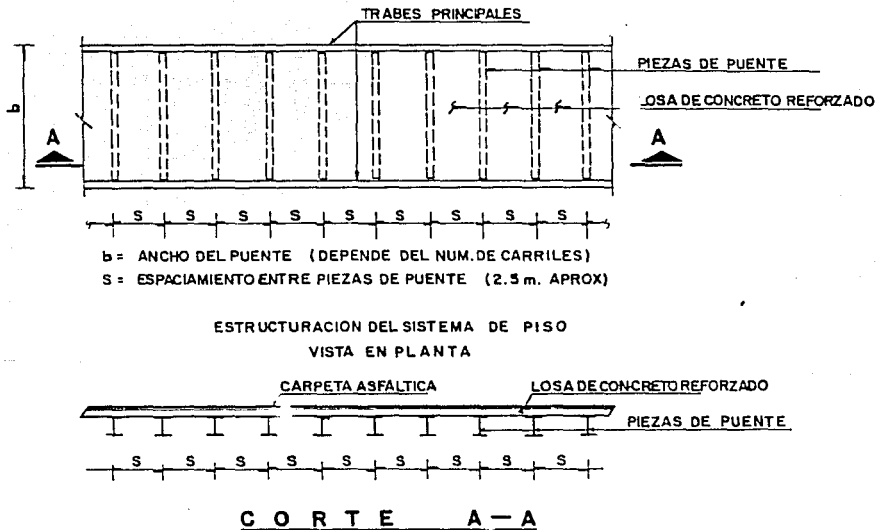


Fig. 5.2.1.1.

Las normas AASHTO establecen los criterios de análisis y diseño. A continuación definiremos brevemente las consideraciones más importantes.

### Análisis de la losa

Para obtener los elementos mecánicos en la losa se debe conocer cual es la distribución de cargas de vehículos, así como su intensidad. Las normas dividen el ancho de distribución en 2 casos:

- a) Cuando el refuerzo principal de la losa es paralelo a la dirección del tránsito.
- b) Cuando el refuerzo principal de la losa es perpendicular a la dirección del tránsito.

Dependiendo de en qué caso (a ó b) nos encontremos, se define una expresión para determinar el ancho de distribución de la carga por llanta sobre la losa.

La intensidad de la carga por llanta depende del tipo de vehículo de diseño estipulado para el tipo de avenida o camino, de tal forma que podemos encontrar vehículos HS20, HS15 ó camiones superpesados como los establecidos por la SCT.

En nuestro caso la losa trabaja en una sola dirección y su refuerzo principal actúa paralelo al sentido del tránsito. Para estas condiciones las normas AASHTO especifican que:

"Para cargas de llanta, el ancho de distribución E, será  $(4+0.06S)$  pero no excederá de 7 pies".

Donde S = longitud efectiva del claro, en pies.

Para losas apoyadas en largueros de acero la longitud S se calcula como la distancia entre bordes de patines, más medio ancho del patín del larguero.

$$\begin{aligned} \text{Sustituyendo valores: } S &= 240 + 10 &&= 250 \\ &&&= 8.20 \text{ pies} \\ E &= (4+0.006(8.20)) &&= 4.49 \text{ pies} \\ &&&= 136 \text{ cm} \end{aligned}$$

Conocido el ancho en el que se distribuye la carga de cada llanta de camión se realiza el análisis por carga viva de la losa, para ello se vuelve a utilizar el programa M-Strudl, que permite obtener las envolventes de elementos mecánicos para un tren de cargas en movimiento.

Para realizar el análisis se utilizó un modelo plano con la siguiente idealización. (Ver fig. 5.2.1.2).

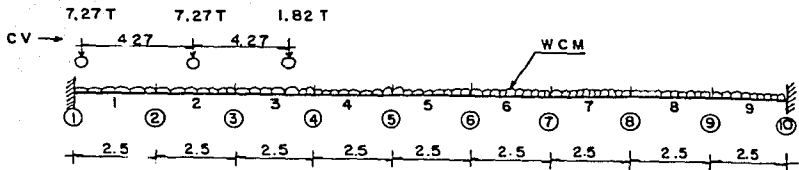


Fig. 5.2.1.2.

En la fig. anterior las cargas concentradas corresponden a la mitad del peso de un camión HS20. La carga uniformemente distribuida corresponde al peso propio de la estructura para un ancho de 1.36 m. Las envolventes de E.M. se obtienen "deteniendo" el vehículo a cada 0.5 m, para lograr mayor precisión en los resultados.

La envolvente de momentos flexionantes obtenida a partir del análisis se debe combinar con los momentos provocados por la carga muerta, utilizando los factores de carga que indican las normas AASHTO para diseño por resistencia última. La combinación es como sigue:

$$M_u = 1.3(M_{cm} + 1.67 (M_{cv} + I))$$

Los diagramas de las envolventes para la combinación anterior se muestran en la fig. 5.2.1.3.

#### Diseño de la losa

Para diseñar la losa utilizaremos el criterio de resistencia última de acuerdo con las normas AASHTO.

En secciones rectangulares con refuerzo de tensión únicamente, el momento resistente de diseño,  $\phi M_n$ , se puede calcular con:

EMVOLVENTE DE MOMENTOS ULTIMOS B=1.37m.  
1.3 (CM+5/3 (CV+I))

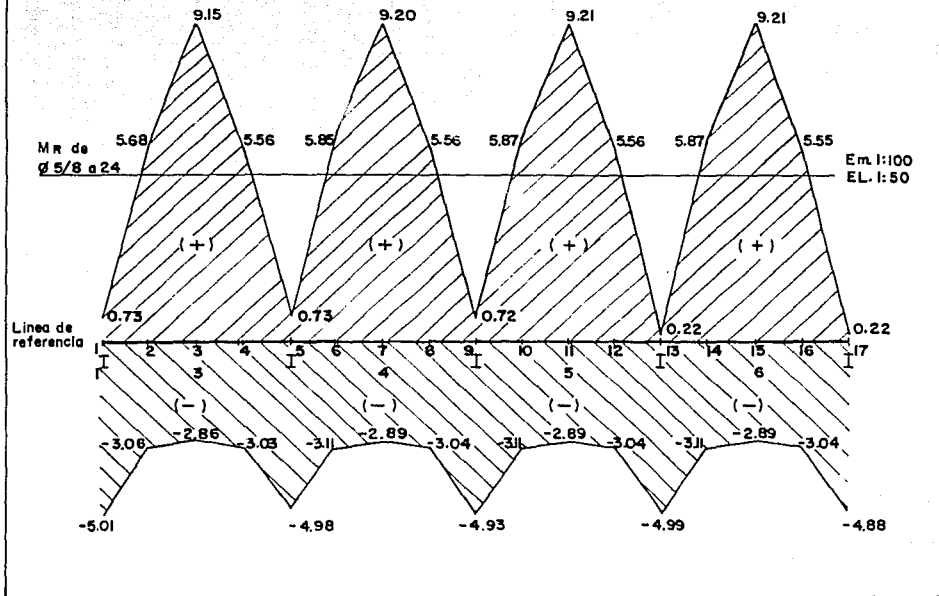


Fig. 5.2.1.3.

$$\phi M_n = \phi [A_s f_y d (1 - 0.6 \frac{\rho f_y}{f'_c})]$$

$$= \phi [A_s f_y (d - \frac{a}{2})]$$

donde:  $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$

Si  $q = \frac{\rho f_y}{f'_c}$  y  $A_s = \rho b d$

$$\phi M_n = \phi [A_s f_y d (1 - 0.6 q)]$$

$$\phi M_n = \phi [\rho b d^2 f_y (1 - 0.6 q)]$$

Además  $\rho f_y = q f'_c$

$$\phi M_n = \phi [q f'c b d^2 (1 - 0.6 q)]$$

$$\phi M_n = \phi [f'c b d^2 (q - 0.6 q^2)] \quad \dots (a)$$

Si en la fórmula (a) hacemos  $A = (q - 0.6 q^2)$   
 $M_R = \phi M_n = \phi [f'c b d^2 (A)]$

$$A = \frac{M_n}{\phi f'c b d^2} \quad \dots (b)$$

Además:

$$\begin{aligned} (q - 0.6q^2) &= A \\ -0.6q^2 + q - A &= 0 \\ 0.6q^2 - q + A &= 0 \end{aligned}$$

Solucionando esta ecuación cuadrática:

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.4A}}{1.2} \quad \dots (c)$$

De acuerdo con AASHTO el máximo refuerzo no debe exceder el 75% del porcentaje balanceado (Pb). El porcentaje está dado por la fórmula:

$$P_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left( \frac{87000}{87000 + f_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ (Para concretos con } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2\text{)}$$

Sustituyendo valores (transformando las unidades al S.I.)

$$P_b = \frac{0.85(0.85)(250)}{4200} \left( \frac{6116}{6116 + 4200} \right) = 0.0255$$

$$\begin{aligned} P_{m\acute{a}x} &= 0.75 P_b \\ P_{m\acute{a}x} &= 0.75 (0.0255) = 0.0191 \end{aligned}$$

$$q = \frac{P_{m\acute{a}x} f_y}{f'_c} = \frac{0.0191(4200)}{250} = 0.3209$$



Determinación del peralte de la losa

Para el  $M_{\max (+)}$  = 9.2 T.m y  $b = 1.36$  m

De la fórmula (a) despejamos  $d$ :

$$\phi M_n = \phi [f'_c b d^2 (q - 0.6 q^2)]$$

$$\phi M_n = M_R$$

$$d = \frac{M_R}{\phi f'_c b (q - 0.6 q^2)} \quad \phi = 0.9 \text{ para flexión}$$

$$d = \frac{9.2 \times 10^5}{0.9(250)(136)(0.3209 - 0.6(0.3209)^2)}$$

$$d = 10.77 = 11 \text{ cm}$$

El recubrimiento mínimo de concreto sobre el acero de refuerzo en losas para evitar su deterioro es:

Refuerzo superior  $r = 5$  cm

Refuerzo inferior  $r = 2.5$  cm (rige para el  $M_{\max (+)}$ )

Por lo tanto, el peralte total  $h$  de la losa ser á:

$$h = d + r = 11 + 2.5 = 13.5 \text{ (tomaremos } h = 15 \text{ cm)}$$

Determinación del refuerzo

Para  $M (+)_{\max} = 9.2$  T.m  $b = 136$  cm  $d = h - r = 12.5$  cm

$$\text{Ec. b} \quad A = \frac{M_R}{\phi f'_c b d^2} = \frac{9.2 \times 10^5}{0.9(250)(136)(12.5)^2}$$

$$A = 0.19242$$

$$\text{Ec. c} \quad q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.4A}}{1.2} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.4(0.19242)}}{1.2}$$

$$q = 0.221987$$

$$P = \frac{q f'_c}{f_y} = \frac{0.221987(250)}{4200}$$

$$P = 0.0132$$

$$A_s = p b d = (0.0132)(100)(12.5)$$

$$A_s = 16.5 \text{ cm}^2$$

Esta área de acero se puede proporcionar con varillas No. 5 (5/8") a cada 12 cm.

Para calcular la longitud de los bastones:

El  $M_R$  de varillas del No. 5 a 24, con un ancho  $b = 136$  cm.

$$M_R = \phi [f'c b d^2 (q - 0.6q^2)]$$

$$P = 0.0066, \quad q = 0.11088$$

$$M_R = 0.9 [(250)(136)(12.5^2)(0.11088 - 0.6(0.11088)^2)]$$

$$M_R = 494\,876 \text{ kg cm} = 4.949 \text{ T.m}$$

Observando el diagrama de  $M$  se puede apreciar que la longitud en la cual son necesarios los bastones es casi todo el claro en cuestión, la disposición final del refuerzo se muestra adelante.

$$\text{Para } M \text{ máx}(-) = 5.01 \quad b = 136 \text{ cm} \quad d = 11$$

(Se considerará un recubrimiento superior de 4 cm, ya que se cuenta con carpeta asfáltica que protege al extremo superior de la losa)

$$\begin{aligned} \text{Ec. b} \quad A &= \frac{M_R}{\phi f'c b d^2} = \frac{5.01 \times 10^5}{0.9(250)(136)(11)^2} \\ A &= 0.1353 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ec. c} \quad q &= \frac{1 - \sqrt{1 - 2.4A}}{1.2} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.4(0.1353)}}{1.2} \\ q &= 0.1486 \end{aligned}$$

$$P = \frac{q f'c}{f_y} = 0.00885 < P_{\text{máx}} = 0.0191$$

$$As = pbd = 0.00885 (100)(11) = 8.9 \text{ cm}^2$$

(vars No. 5 a cada 22 cm)

Para determinar la longitud de los bastones:

El momento resistente ( $M_R$ ) de varillas del No. 5 a cada 44 cm para un ancho  $b = 136$  cm, se calcula de la misma forma que como se procedió para calcular los bastones para  $M(+)$ . Se obtiene  $M_R = 2.43 \text{ T.m}$ .

Si se observa el diagrama de momentos se concluye que no se bastoneará el refuerzo superior.

### Refuerzo perpendicular al principal inferior

Según las normas AASHTO, para preveer la distribución lateral de las cargas vivas concentradas, deberá colocarse refuerzo transversal al principal en todos los casos. La cantidad del refuerzo de distribución será un porcentaje del refuerzo principal requerido para momento positivo, y estará dado por la siguiente fórmula:

Para refuerzo principal paralelo al tráfico:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{S}} \quad (\% \text{ máx} = 50\%)$$

En donde S = claro efectivo en pies.

Para nuestro caso:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{2.5 \times 3.28}} = 34.92 < 50\%$$

Por lo tanto se tomará el 34.92% del refuerzo calculado para M(+).

$$\begin{aligned} A_s(+) &= 16.5 \text{ cm}^2 \\ A_{s\text{dist}} &= 16.5 \times 0.3492 = 5.76 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se colocarán varillas del No. 4 a cada 20 cm.

### Refuerzo superior perpendicular al principal

Este refuerzo será el requerido por cambios volumétricos. Según las normas AASHTO se debe colocar cuando menos  $2.64 \text{ cm}^2$  de acero por metro de ancho de losa en cada dirección. El espaciamiento del refuerzo no debe exceder de 3 veces el espesor de la losa ó 45 cm.

Este refuerzo se puede proporcionar con varillas del No. 4 a cada 44 cm.

### Requisitos del anclaje

La longitud a la cual se deben continuar las varillas necesarias para flexión será como mínimo 15 diámetros o 1/20 de la longitud del claro más allá del punto en que los cálculos indiquen que no se necesitan para resistir esfuerzos.

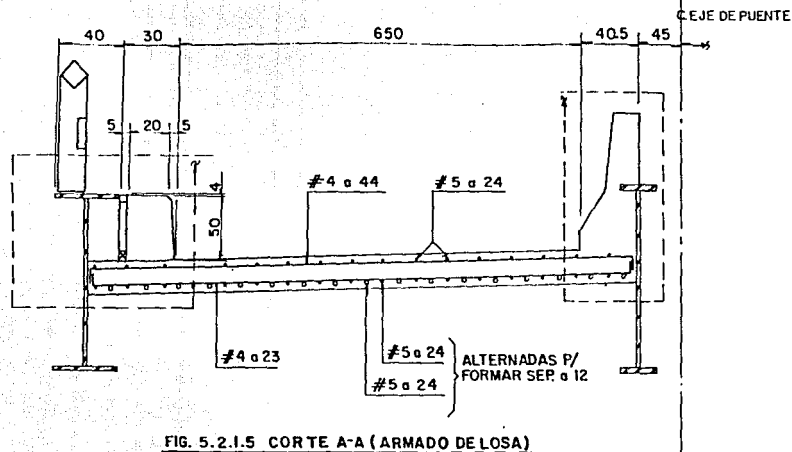


FIG. 5.2.1.5 CORTE A-A (ARMADO DE LOSA)

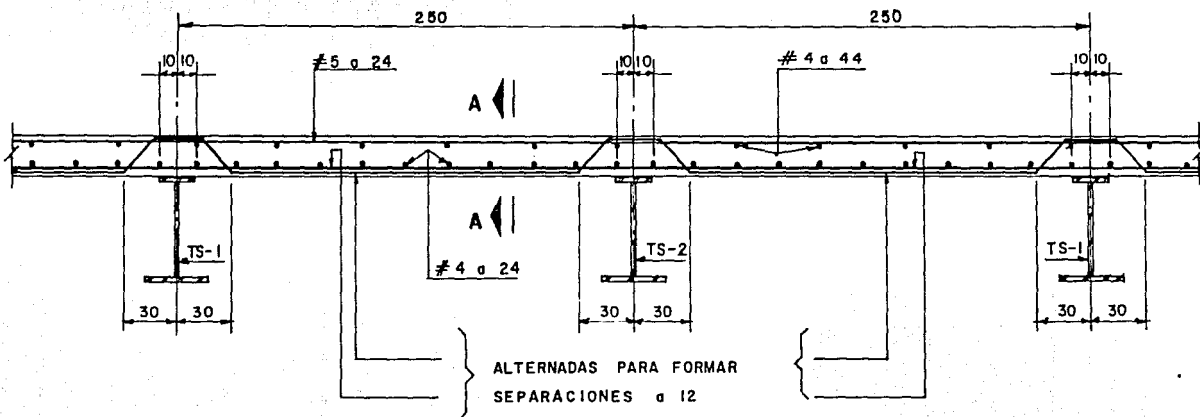


FIG. 5.2.1.4 ARMADO DE LOSA

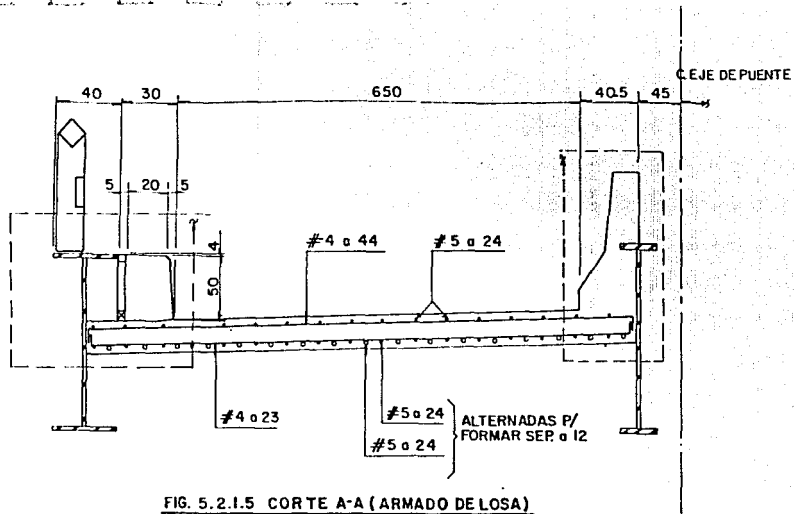


FIG. 5.2.1.5 CORTE A-A (ARMADO DE LOSA)

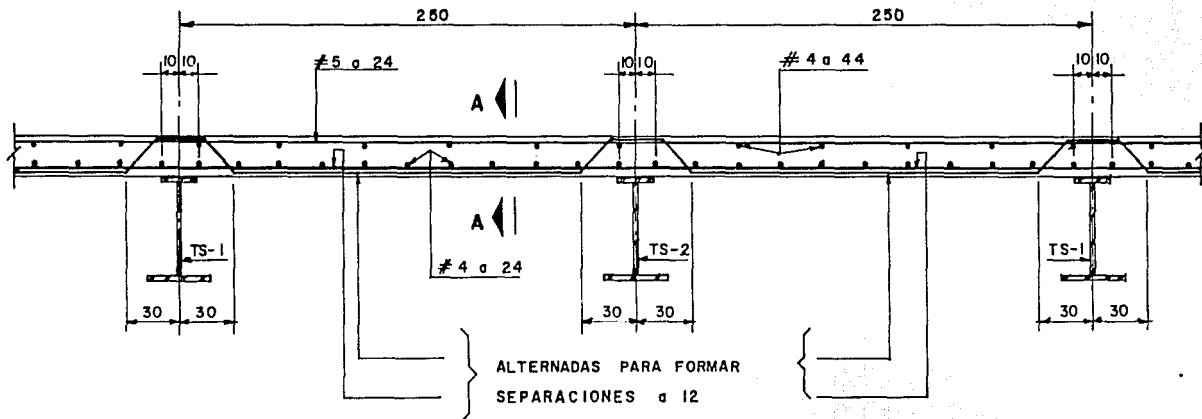


FIG. 5.2.1.4 ARMADO DE LOSA

En nuestro caso las varillas necesarias para flexión son del No. 5, por lo que la longitud mínima (según el AASHTO) que se deben continuar es:

$$\begin{aligned} l_1 &= 15 \times 5/8 \times 2.54 = 23.8 \text{ cm} && (\text{Rige}) \\ l_2 &= 1/20 \times 250 = 12.50 \text{ cm} \end{aligned}$$

### Cortante y adherencia

"Las losas diseñadas para momento flexionante de acuerdo con los requisitos de las normas AASHTO (en cuanto a distribución de cargas y obtención de momentos) se considerarán satisfactorias para adherencia y cortante."

### Armado de la losa

El armado resultante de las consideraciones anteriores se muestran en las figuras 5.2.1.4 y 5.2.1.5.

## 5.2.2. Apoyos rectangulares de concreto

### Generalidades

Los apoyos rectangulares de concreto son, como su nombre lo indica, las estructuras que dan soporte a las traveses longitudinales del puente. Se encuentran entre los aireplenes a partir de donde la estructura alcanza una altura aproximada de 6.0 m. Su localización esquemática se representa en la fig. 5.2.2.1.

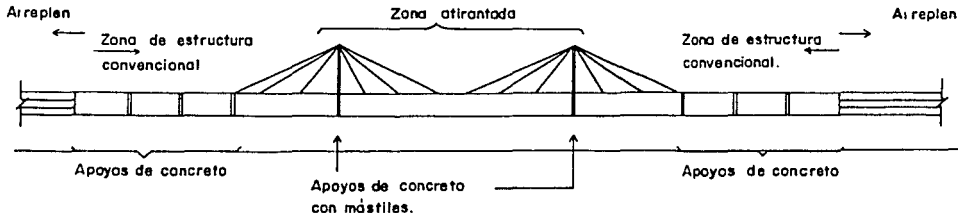


Fig. 5.2.2.1.

Los apoyos se localizan a cada 15 m aproximadamente. La estructura metálica que se apoya sobre ellos es de carácter convencional formada por traveses longitudinales armadas de sección I que soportan a piezas de puente y losa.

Los apoyos de concreto son estructuras muy rígidas en el sentido transversal del puente. Su estructuración se define de la siguiente manera: (ver fig. 5.2.2.2)

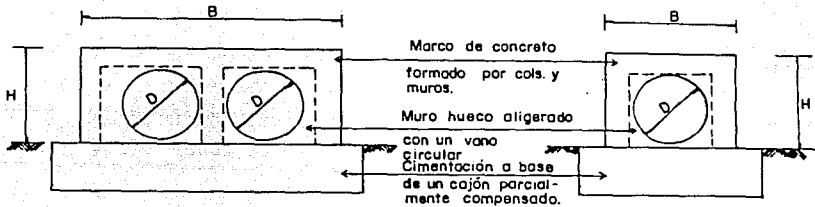


Fig.5.2.2.2.

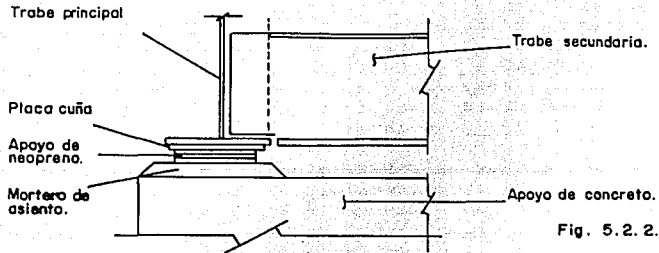
El ancho (B) de los apoyos queda determinado por el ancho del puente. La altura H es variable y obedece al perfil longitudinal del puente.

Los marcos en sí son estructuras muy rígidas, ya que las dimensiones promedio de las columnas y traveses que los forman son de 1.20 x 1.20 (b x h). Esta rigidez se ve incrementada por la inclusión de muros. Estos muros son de concreto reforzado y tienen un espesor de 15 cm. La razón principal de este pequeño espesor es el de aligerar al apoyo.

Los huecos circulares en el centro cumplen la doble función de aligerar al apoyo y darle un aspecto estético.

La cimentación de cada apoyo es generalmente formada por un cajón parcialmente compensado, diseñado de forma que los efectos de los hundimientos en la estructura sean mínimos; para lograr esto en ocasiones se tuvo que sustituir el cajón de cimentación por una zapata.

El apoyo de las traveses longitudinales en cada marco se realiza de la siguiente forma: (ver fig. 5.2.2.3).



El apoyo se realiza por contacto directo sobre una pieza de neopreno. Los neoprenos se diseñan para soportar las solicitaciones de compresión, cortante, deformación y giro a que se verán sometidos. Durante el diseño se considera a la pieza de neopreno como un apoyo deslizante que permite desplazamientos longitudinales.

La posición de las traves sobre cada apoyo es la que se muestra en la fig. 5.2.2.4.

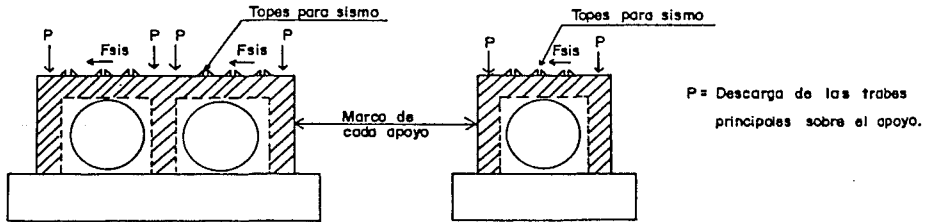


Fig. 5.2.2.4.

Como se ve, la posición de las descargas es tal que no provoca flexión en el marco de cada apoyo. En la fig. 5.2.2.4,  $P$  presenta la descarga de cada trabe longitudinal sobre el apoyo de concreto.



La fuerza transversal debida a sismos se transmite del tablero al apoyo por medio de topes (piezas de acero estructural) colocadas en la parte alta del apoyo y abajo del tablero del puente (ver fig. 5.2.2.4). La fuerza longitudinal debida a sismo no se transmite al apoyo ya que no existen elementos de atraque en ese sentido, la totalidad de la fuerza sísmica longitudinal es transmitida hasta los aireplenes.

Los hundimientos diferenciales entre apoyos deben ser mínimos y el hundimiento general también debe ser muy pequeño, para lograr esto se buscó que el apoyo fuera lo más ligero posible y se buscó además una cimentación adecuada. Los hundimientos no provocan efectos en los apoyos de concreto, pero no así en la superestructura, donde se pueden presentar esfuerzos adicionales considerables que dependen de la magnitud y tipo del movimiento.

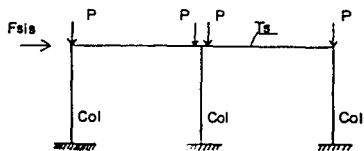
Los cambios de temperatura no provocan efectos en los apoyos de concreto. Las traveses longitudinales del puente se encuentran apoyadas en piezas de neopreno que permiten la libre deformación longitudinal. Todos los apoyos de neopreno se han diseñado móviles, es decir, sus dimensiones son tales que su deformación permite el movimiento de la estructura sobre ellos cuando ésta se los solicita.

### Análisis de los apoyos de concreto

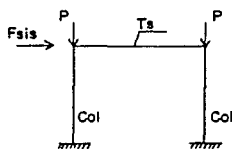
#### Análisis por carga muerta, carga viva y sismo

Se realizaron análisis por carga muerta, carga viva y sismo, para ello se utilizó el programa M-Strudl idealizando cada apoyo como un marco plano.

Para los análisis por cargas muerta, viva y sismo el modelo utilizado se muestra en la fig. 5.2.2.5.



Modelo para puentes anchos.



Modelo en puentes estrechos.

P = Descarga por cv o por cm.

Fsis = Fuerza sísmica

Ts = Trabe superior

Col = Columna

Fig. 5.2.2.5.

Las descargas  $P$  por carga muerta o por carga viva se obtienen previamente de un análisis del puente en el sentido longitudinal. Las propiedades que se asignan a los elementos del modelo deben incluir el área o la inercia adicional que le proporcionan los muros adyacentes. Es importante recordar que la trabe superior ( $T_s$ ) se encuentra parcialmente soportada por los muros de concreto, por lo que su longitud de flexión se ve reducida, esto se puede tomar en cuenta durante el trazo de los elementos mecánicos para la trabe tomando los momentos y cortantes al paño de la sección soportada por los muros.

La fuerza sísmica  $P_{sis}$  se obtiene de un análisis estático convencional y se aplica ya sea como una carga concentrada o distribuida en la trabe superior del marco. Los muros de concreto adyacentes a cada columna incrementan en forma importante la rigidez del marco en ese sentido.

#### Análisis por temperatura

Las contracciones o dilataciones de la estructura en el sentido longitudinal del puente no producen efectos en los apoyos de concreto. El movimiento total por temperatura se ve liberado en la parte central del puente (en la pieza doblemente articulada).

#### Análisis por hundimiento

Los posibles hundimientos no generan efectos en los apoyos de concreto (salvo en el apoyo al cual concurren los cables), ya que las trabes de acero se encuentran simplemente apoyadas sobre ellos.

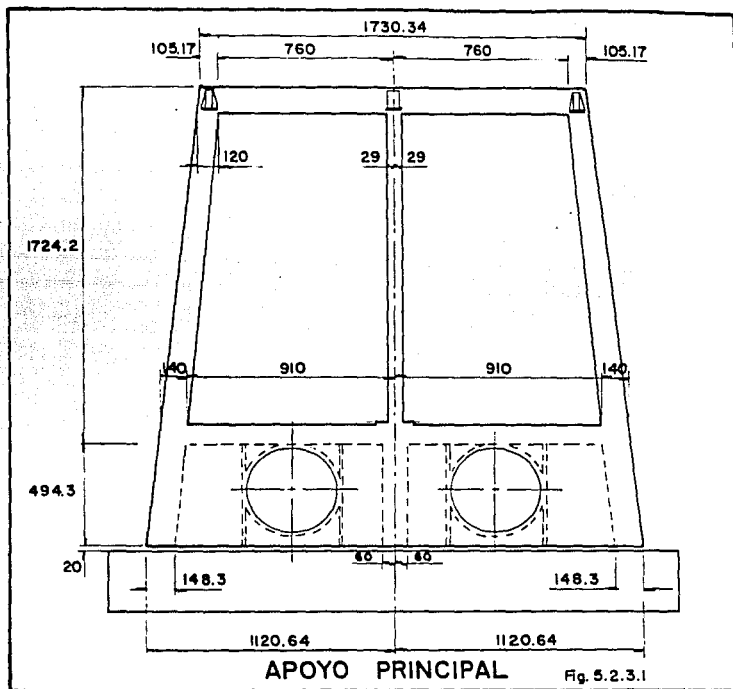
#### Diseño de los apoyos de concreto

Para diseñar los apoyos de concreto se utilizaron las especificaciones de la AASHTO para diseño por resistencia última de elementos de concreto reforzado. Adicionalmente se revisaron los armados obtenidos para que cumplan con los requisitos del Reglamento de Construcciones del D.F. Dicha revisión se llevó a cabo para tomar en cuenta la diferencia de factores que existe en las fórmulas en virtud de la distinta calidad de los materiales americanos y nacionales.



### 5.2.3 Apoyos principales

La forma y dimensiones generales de los apoyos principales (con mástiles) se indican en la fig. 5.2.3.1.



Para ejemplificar los métodos utilizados a continuación se describe el criterio general de análisis y diseño para los apoyos centrales del Puente Rojo Gómez.

La geometría de los marcos obedeció a criterios estéticos y funcionales. Para ganar mayor eficiencia en el trabajo de los cables es conveniente que la altura  $h$  del marco cumpla con la siguiente proporción:

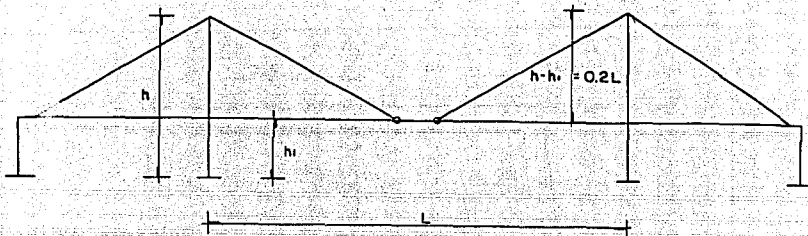


Fig. 5.2.3.1'

$$(h - h_1) = 0.2 L$$

donde:

$L$  = Longitud del claro central atirantado

De acuerdo con este criterio  $(h - h_1)$  debe ser aproximadamente 11 m. Al ser el ancho  $b$  de 22.6 cm, una altura pequeña provocaría que el marco perdiera una de las cualidades estéticas de los puentes atirantados, la esbeltez. (Ver fig. 5.2.3.1').

Por lo anterior y algunas razones de aspecto constructivo se decidió darle al marco una altura total  $h$  de 22 m. aproximadamente.

En algunos casos, debido al esviajamiento de los puentes y al ancho del camellón en el que se localizan los apoyos, la geometría del marco se vió limitada a anchos  $(b)$  pequeños.

#### Consideraciones generales

Los marcos principales se analizaron y diseñaron de acuerdo con las especificaciones de la AASHTO para elementos de concreto reforzado utilizando los métodos de resistencia última y esfuerzos permisibles. También se tomaron en cuenta los requisitos del Reglamento de Construcciones del D.F.

Las principales solicitaciones a que se ve sometido el marco son debidas a:

- a) Carga viva
- b) Cargas permanentes
- c) Hundimientos
- d) Cargas accidentales (sismo)

Debido a la poca resistencia del terreno se requería hacer una estructura ligera por lo que se decidió hacer hueca la parte inferior de los marcos y aligerarlos aún más por medio de un par de vacíos circulares.

Los muros huecos en la parte inferior cumplen la función de formar un diafragma resistente a fuerzas laterales (como las provocadas por sismo) proporcionando al marco una gran rigidez en ese sentido.

Para obtener los elementos mecánicos se realizaron análisis bidimensionales y tridimensionales utilizando los programas M-Strudl y SAP 86.

Para el programa M-Strudl se idealizaron los elementos por medio de barras rectas asignándoles las propiedades de cada elemento. Para el SAP86 se idealizaron los elementos de las columnas como cubos y los elementos de los muros como placas.

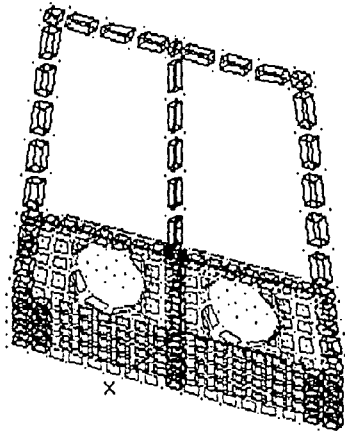
Al realizar el análisis con el programa de elemento finito SAP86 se obtuvo la distribución teórica de esfuerzos en el marco tomando en cuenta el hueco circular y los muros. De esta forma se comprobó la concentración de esfuerzos en las zonas de las columnas y la contribución de los muros para resistir fuerzas laterales. En la figura 5.2.3.3A y 5.2.3.3B se ilustra el modelo del marco para este análisis.

#### Análisis por carga viva

La carga viva sobre el puente provoca efectos en ambos sentidos del marco. En el sentido longitudinal ciertas posiciones de vehículos producen desequilibrios importantes de fuerzas en los tirantes, lo que se traduce primero en un cortante para el extremo del mástil y consecuentemente un momento flexionante para la base del marco (ver figura 5.2.3.2).

## MENU # 3---Element Development

1-refresh plot      3-define elems      5-delete elems      7-revise mat'l #  
 2-window zoom      4-increment elems      6-define props  
 select option # 1      [Esc] to return to menu index

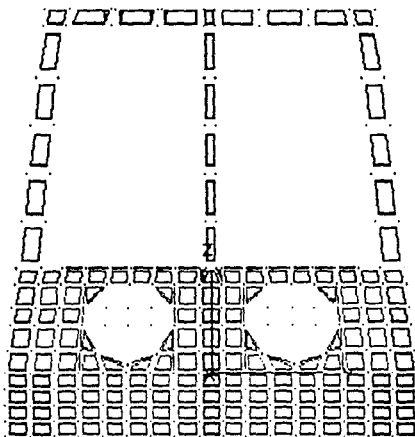


ISOMETRICO MODELO SAP-86  
 ELEMENTOS EN EL MODELO DEL MARCO: X, 30, 30

FIG. 5.2.3.3A

## MENU # 3---Element Development

1-refresh plot      3-define elems      5-delete elems      7-revise mat'l #  
 2-window zoom      4-increment elems      6-define props  
 select option # 1      [Esc] to return to menu index



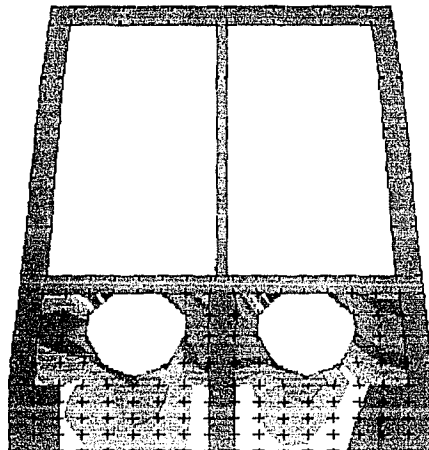
MODELO PARA SAP86  
 ELEMENTOS EN EL MODELO DEL MARCO. VIST. FRONTAL: X, 0, 0

FIG. 5.2.3.3B

## Tau-XY Stress Contour Levels for Load Case 1

40.298	33.926	27.555	21.183	14.811
8.4401	2.0684	-4.3032	-10.674	-17.046
-23.418	-29.790	-36.161	-42.533	-48.905

Max Val= 40.29855 at Node 140 Min Val=-48.90506 at Node 142 [Esc]for Menu



Sismo transversal

Esfuerzos cortantes en el apoyo. Vista general.

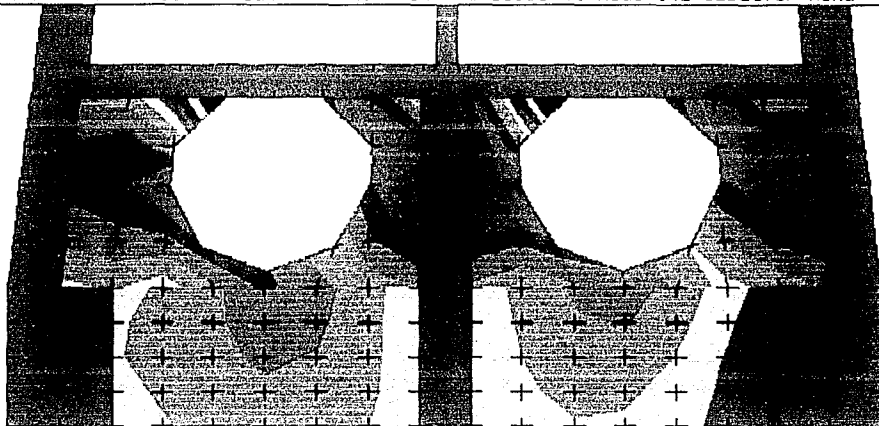
APOROJ2

SAP: X, 0, 0

## Tau-XY Stress Contour Levels for Load Case 1

40.298	33.926	27.555	21.183	14.811
8.4401	2.0684	-4.3032	-10.674	-17.046
-23.418	-29.790	-36.161	-42.533	-48.905

Max Val= 40.29855 at Node 140 Min Val=-48.90506 at Node 142 [Esc]for Menu



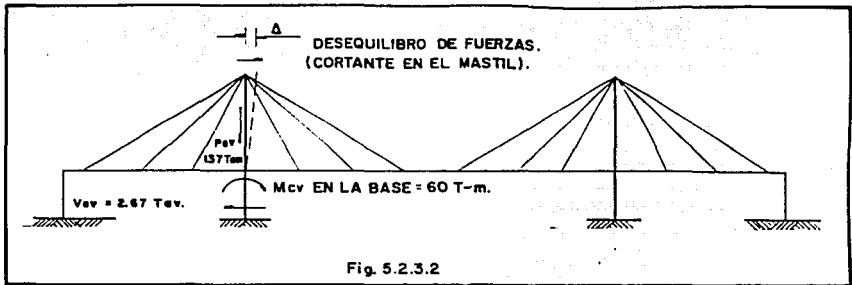
Sismo transversal

Esfuerzos cortantes en el apoyo. Detalle.

APOROJ2

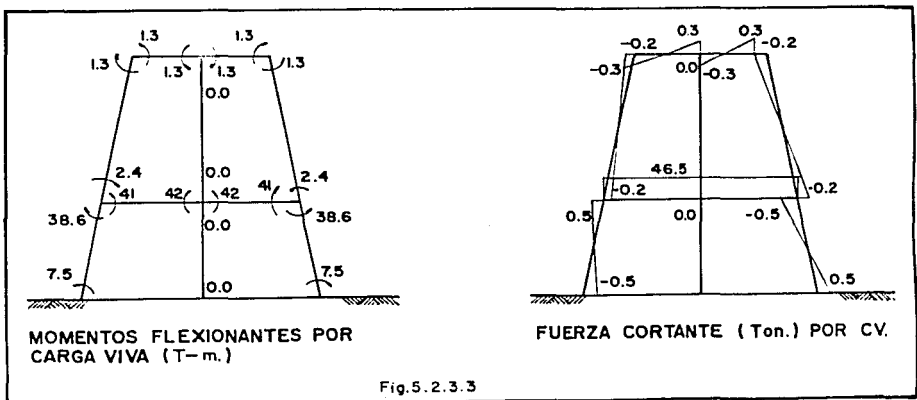
SAP: X, 0, 0





Para la carga viva de diseño el momento en la base es de 110 T.m para la columna central y de 60 T.m para las laterales.

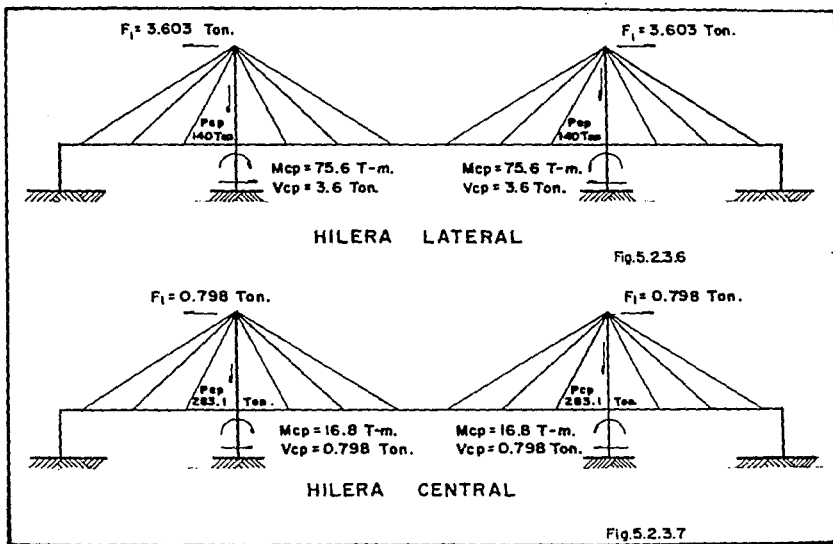
En el sentido transversal del puente la carga viva también tiene efectos. Debido a la pequeña inclinación de las columnas, las tensiones sobre los tirantes producen elementos mecánicos en el marco, al igual que las traves longitudinales que se apoyan en la trabe de concreto T-1 del marco, (ver figura 5.2.3.1). A continuación se resumen los elementos mecánicos por c.v. en el sentido transversal del puente (ver figura 5.2.3.3).



### Análisis por cargas permanentes

Las cargas permanentes que actúan sobre el puente (peso propio + tensiones adicionales) producen, al igual que la carga viva, efectos en los sentidos transversal y longitudinal de los marcos.

En el sentido longitudinal el desequilibrio de fuerzas en los cables por carga permanente produce un cortante en el extremo superior del marco que se traduce en un momento flexionante en su base. Para las hileras laterales y central de cables del puente Rojo Gómez los desequilibrios de fuerza y sus efectos se indican en las figuras 5.2.3.6 y 5.2.3.7.



En el sentido transversal del marco las tensiones por carga permanente y el apoyo de las traveses longitudinales sobre la trabe de concreto T-1 producen los siguientes elementos mecánicos. (Ver fig. 5.2.3.8)

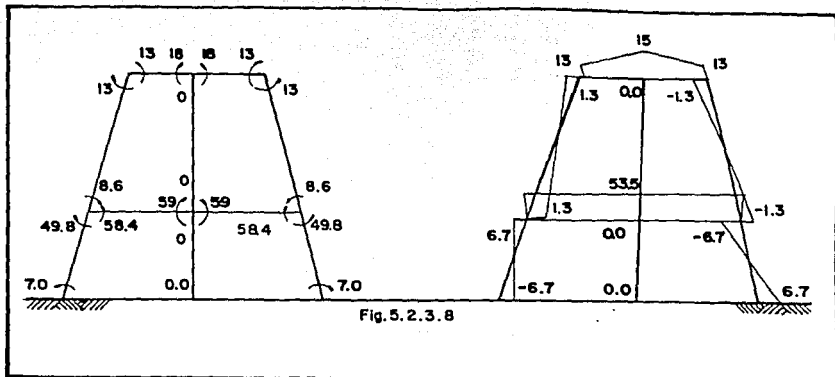


Fig. 5.2.3.8

### Análisis por hundimientos

Debido a las características poco confiables del terreno se pueden esperar hundimientos diferenciales entre apoyos. Por la longitud del claro central y la magnitud de las descargas en los apoyos principales los movimientos más importantes pueden ocurrir entre los dos apoyos centrales de la zona atirantada.

Para tomar en cuenta esta posible condición se analizó la estructura para obtener los efectos de un hundimiento diferencial de 10 cm entre el apoyo con mástil y su adyacente.

Con las previsiones tomadas en la superestructura los efectos de un hundimiento diferencial en un lado del puente (sur o norte) no se transmiten hacia el otro lado, por lo que la condición más desfavorable se presenta cuando se hunde cualquiera de los apoyos centrales del puente, afectando únicamente al lado que sufrió el movimiento.

En las figs. 5.2.3.9 y 5.2.3.10 se muestran los efectos de hundir los apoyos de la zona atirantada, primero hundiendo uno y después el otro. Si se hundieran los dos en forma simultánea los efectos serían nulos.

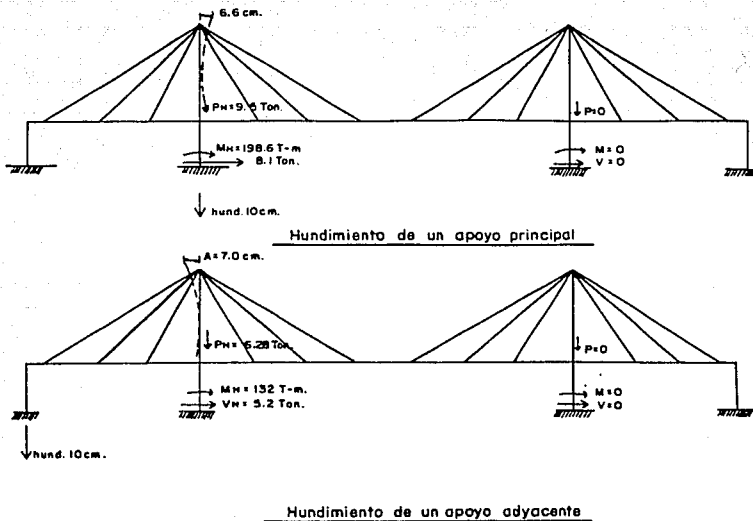
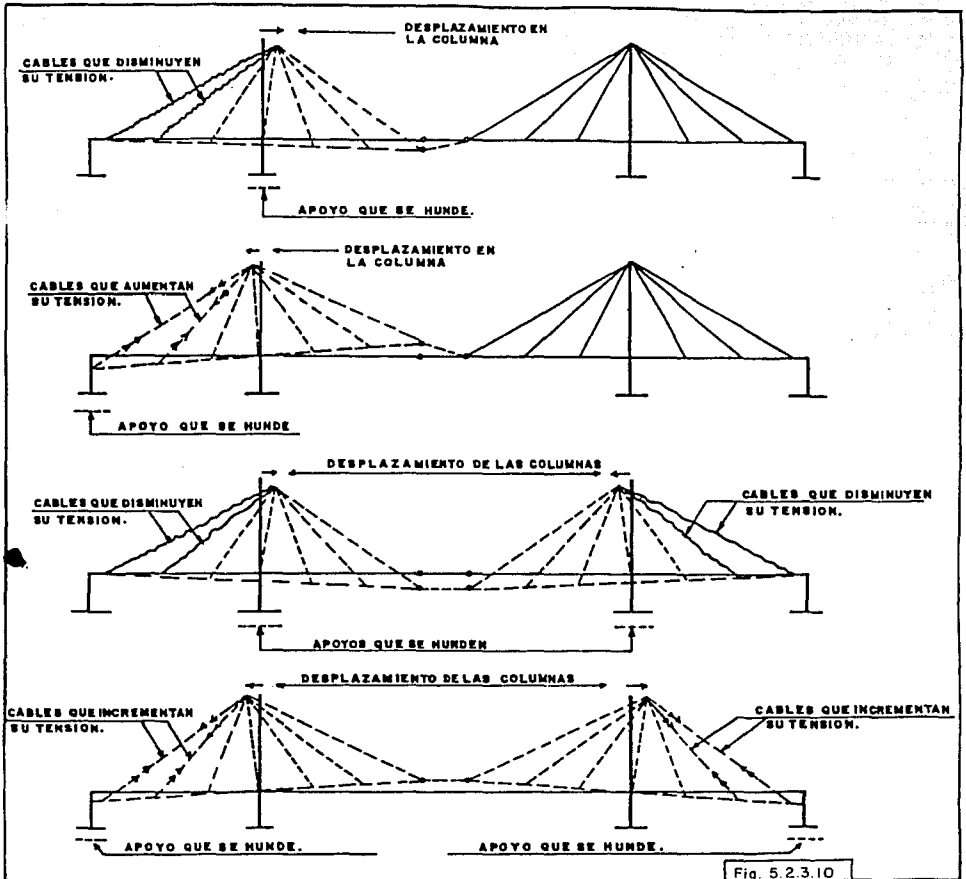


Fig. 5.2.3.9

En la figura 5.2.3.10 se ilustran los efectos producidos en los cables debidos a el hundimiento de un apoyo central, hundimiento de un apoyo lateral, hundimiento de los dos apoyos principales, y el hundimiento de los dos apoyos laterales a la zona atirantada.

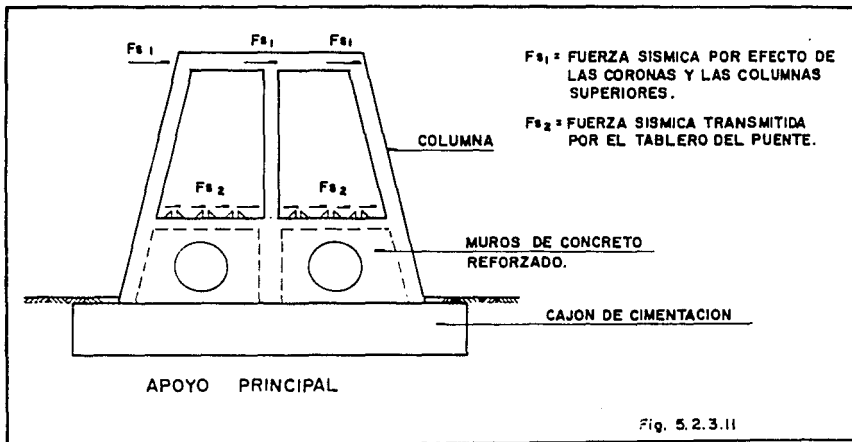


### Análisis por sismo

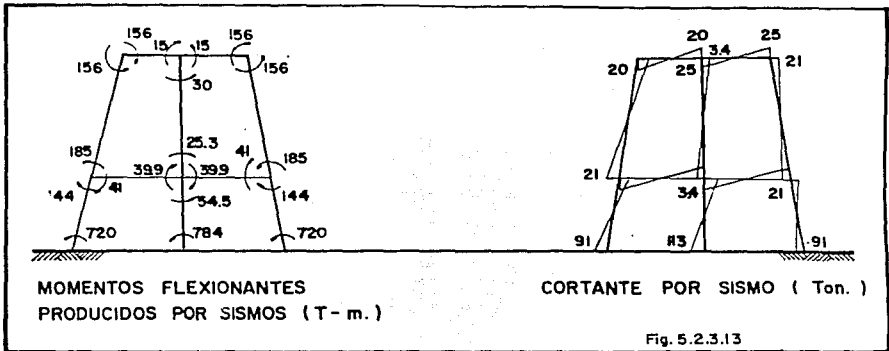
Se realizó un análisis estático convencional de acuerdo con el R.C.D.F. para obtener los elementos mecánicos por sismo, tomando en cuenta la localización del puente y su comportamiento dinámico.

En el sentido longitudinal del puente el sismo no provoca efectos sobre el marco, debido a que las trabes longitudinales se encuentran apoyadas sobre piezas de neopreno que permiten desplazamiento en ese sentido, sin que exista otro elemento que ligue al tablero con el marco, de esta forma la totalidad de la fuerza sísmica en el sentido longitudinal se transmite hasta los muros de los aireplenes. Los cables son incapaces de transmitir fuerzas para este efecto.

En el sentido transversal del puente las fuerzas sísmicas son resistidas por los marcos y muros de concreto a los que se les transmiten los efectos del sismo por medio de dispositivos mecánicos (topes para sismo) que ligan al marco con el tablero del puente. (Ver fig. 5.2.3.11).



A continuación se resumen los elementos mecánicos resultado del análisis por sismo transversal. (Ver fig. 5.2.3.13).



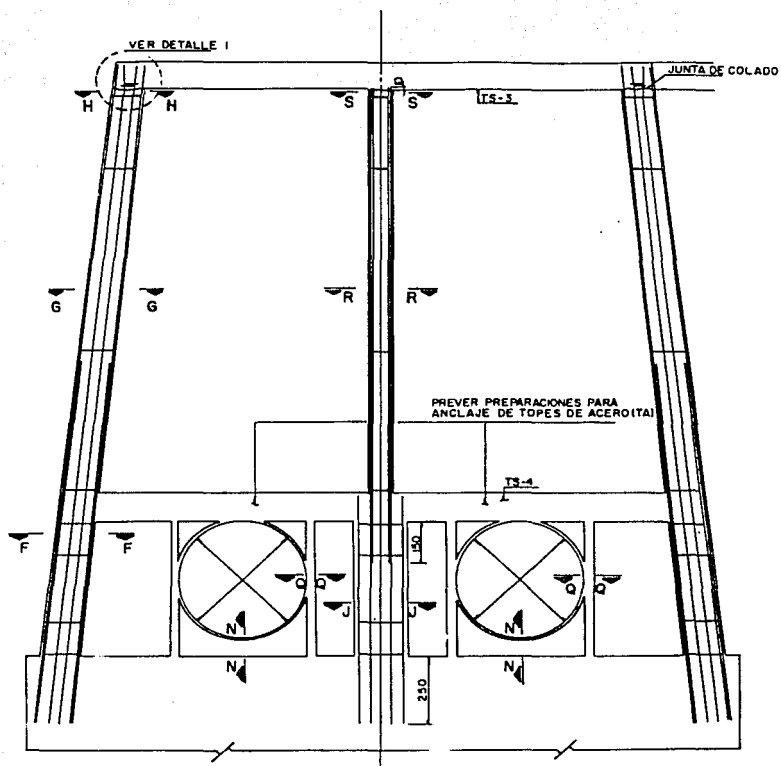
#### Diseño de los elementos del marco

El diseño de los elementos que forman el marco se realizó de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. En la figura 5.2.3.14 se ilustra un esquema general para los armados del marco, indicándose los cortes que posteriormente se detallan en los casos particulares del diseño de cada elemento.

#### Diseño del marco

Se considera que los elementos mecánicos en el sentido longitudinal del puente (provocados por carga viva, permanente y efectos de hundimientos) son tomados por las columnas, y que los elementos mecánicos en el sentido transversal del puente (provocados principalmente por sismo) son resistidos por el sistema de columnas, muros y traves.

Se utilizaron las combinaciones de carga establecidas por la AASHTO para el diseño por los métodos de factor de carga y esfuerzos permisible. Se usaron también las gráficas de interacción para el diseño de columnas de concreto reforzado desarrolladas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

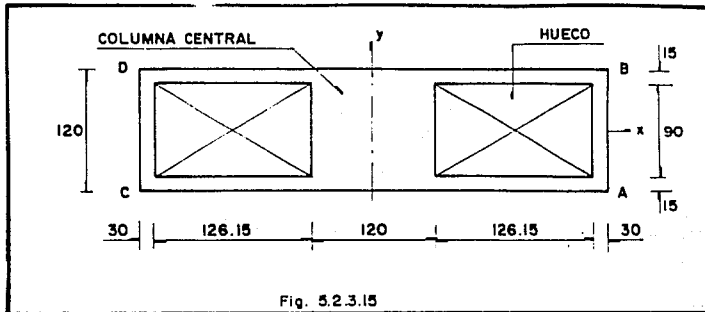


**ARMADO DE APOYOS N° 4 Y 5**

Fig. 5.2.3.14



I. Diseño del conjunto columna central - muros  
(ante cargas accidentales)



Propiedades de la sección

$$\begin{aligned} A &= 29\,169 \text{ cm}^2 \\ I_y &= 4.3383 \times 10^8 \text{ cm}^4 \\ S_y &= 2\,007\,079.6 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Elementos mecánicos

$$\begin{aligned} P_{sis} &= 0.0 \\ M_{sis} &= 784.8 \text{ T.m} \\ P_{cm} &= 441.2 \text{ ton} \\ M_{cm} &= 0.0 \end{aligned}$$

Parámetros de diseño

Se utilizan los parámetros de diseño que establece el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal por ser este más desfavorable al establecer los requisitos de resistencia que el AASHTO.

$$\begin{aligned} f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f^*c &= 0.8 f'c = 200 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= 0.85 f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Combinación AASHTO para c.m. y sismo diseñando por esfuerzos permisibles:

$$1.0 \text{ [ c.m. + sismo ]}$$

### Obtención de esfuerzos

Utilizando la fórmula de la escuadría podemos obtener los esfuerzos para cualquier punto de nuestra sección.

$$\sigma = P/A \pm M/S$$

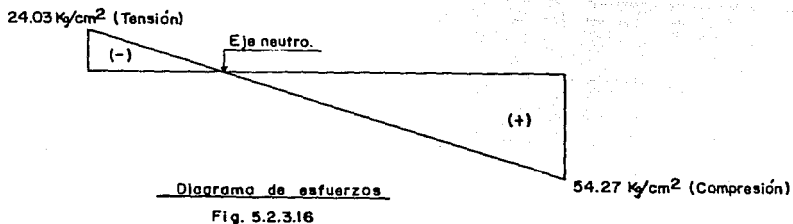
Para el punto A ó B: (ver figura 5.2.3.15)

$$\sigma_{\text{máx}} = 54.27 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

Para el punto C ó D:

$$\sigma_{\text{mín}} = -24.03 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

Dibujando el diagrama de esfuerzos:



La tensión total en la sección es el volúmen del diagrama de esfuerzos (ver fig. 5.2.3.17).

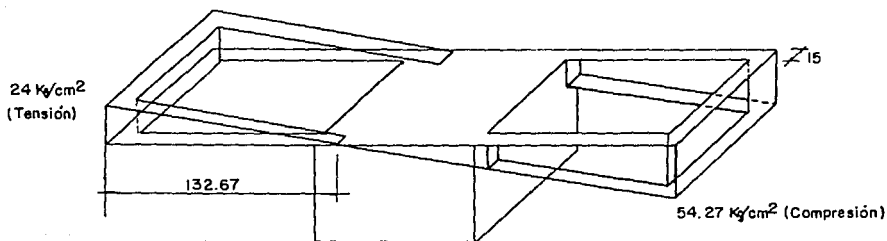


Fig. 5.2.3.17

Para obtener el área de acero necesaria en cada región del sistema muros-columna, se tomó un esfuerzo permisible a tensión  $F_t = 0.6 F_y$ . Por tratarse de una acción accidental, los esfuerzos permisibles se incrementan en 33%.

II. Revisión por cortante en los muros  
(Sistema columna central - muros)

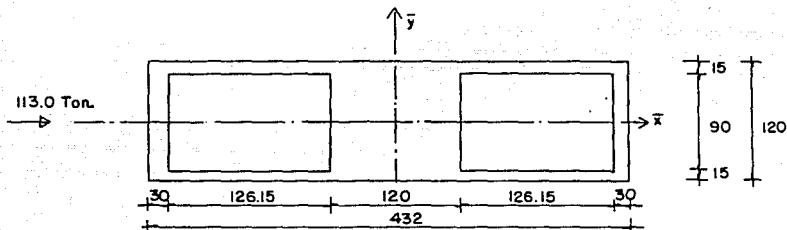


Fig. 5.2.3.18

$f_v$  = Esfuerzo cortante actuante (Se desprecia la capacidad de la columna)

$$f_v = \frac{113\,000}{(432 \times 2)(15)} = 8.7 \text{ kg/cm}^2$$

$F_v$  = Esfuerzo permisible a cortante (según RCDF)

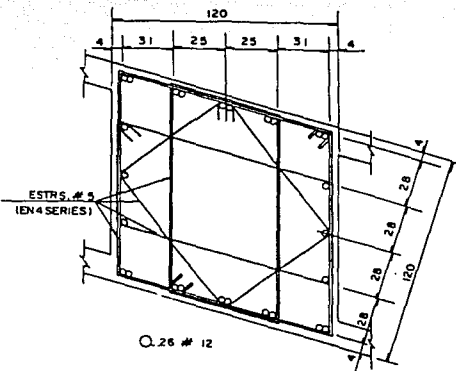
$$F_v = 0.5 F_R \sqrt{f \cdot c} = 0.5 (0.8 \sqrt{200}) = 9.0 \text{ kg/cm}^2$$

$F_v > f_v$  ∴ La sección es adecuada.

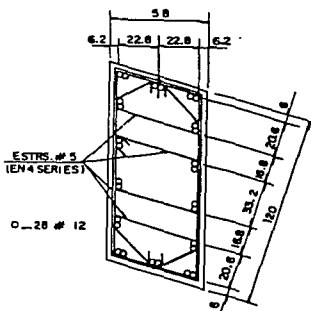
El armado resultante se ilustra en la figura 5.2.3.20

CORTE J-J

Fig. 5.2.3.20

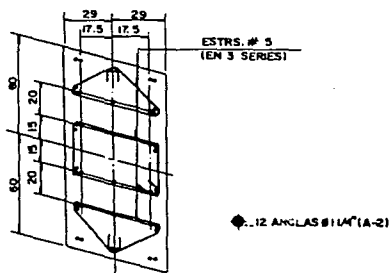


Para la parte superior de la columna (ver fig. 5.2.3.21), se diseñó con los elementos mecánicos existentes en esa zona, en las figuras 5.2.3.21 y 5.2.3.22 se muestran los armados resultantes.



CORTE R-R

Fig. 5.2.3.21



CORTE S-S

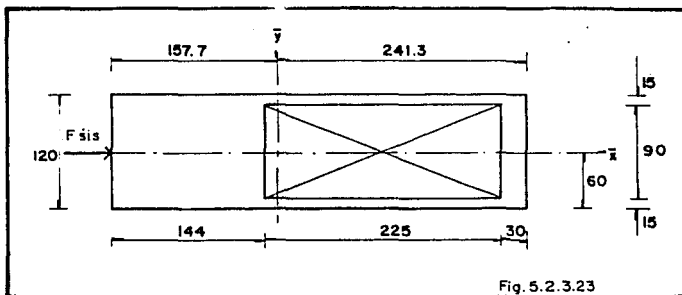
Fig. 5.2.3.22

## Diseño de las columnas laterales

### Consideraciones

Para el diseño de estas columnas se considera que la fuerza sísmica transversal es resistida por los elementos columna y muro en conjunto, y que, así como en la columna central, las solicitaciones por c.m., hundimientos diferenciales y c.v. son resistidos por la columna únicamente.

### I. Diseño del conjunto ante fuerza sísmica



### Propiedades de la sección

$$\begin{aligned}
 A &= 27\,630 \text{ cm}^2 \\
 I_y &= 4.54861935 \times 10^8 \text{ cm}^4 \\
 S_y \text{ der} &= 1885\,047 \text{ cm}^3 \\
 S_y \text{ izq} &= 2\,884\,349.6 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

### Elementos mecánicos

$$\begin{aligned}
 P_{\text{sis}} &= 0.0 \\
 M_{\text{sis}} &= 720 \text{ T.m} \\
 P_o P_o + P_{\text{cm}} &= 330 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Sismo ( $F_s$ ) actuando de izquierda a derecha.

### Combinación AASHTO

$$\begin{aligned}
 &(\text{cm} + \text{sismo}) \text{ para esfzros permisibles} = 1.0 [\text{cm} + \text{sismo}] \\
 P &= 1.0 [330 + 0] = 330 \text{ ton} \\
 M &= 1.0 [0 + 720 \text{ T.m}] = 720 \text{ ton.m}
 \end{aligned}$$

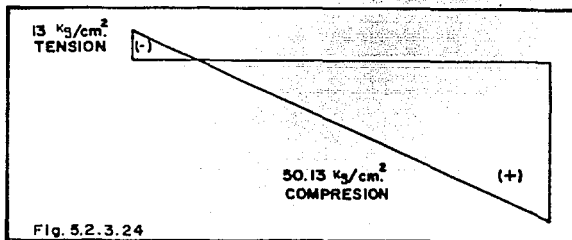
Esfuerzos (Ver fig. 5.2.3.24)

Como la sección no es simétrica se analizaron los efectos del sismo actuando de izquierda a derecha y de derecha a izquierda.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{330\,000 + 720 \times 10^5}{27\,630 + 1885\,047} = 11.94 + 38.19 = 50.13 \text{ kg/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = \frac{330\,000 - 720 \times 10^5}{27\,630 + 1884\,349} = 11.94 - 24.96 = -13.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tensión)}$$



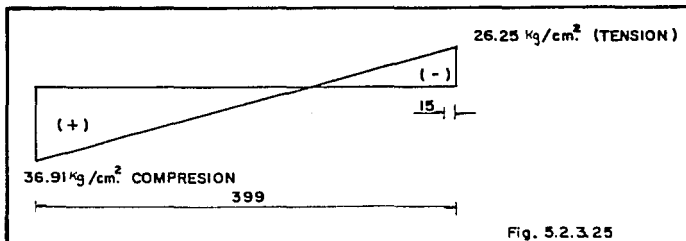
De acuerdo con lo anterior se obtiene el bloque de esfuerzos que se muestra en la figura 5.2.3.24, para cuando el sismo actúa de izquierda a derecha.

Cuando el sismo actúa de derecha a izquierda:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{330\,000 + 720 \times 10^5}{27\,630 + 1884\,349} = 11.94 + 24.96 = 36.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 11.954 - 38.19 = -26.25 \text{ kg/cm}^2$$

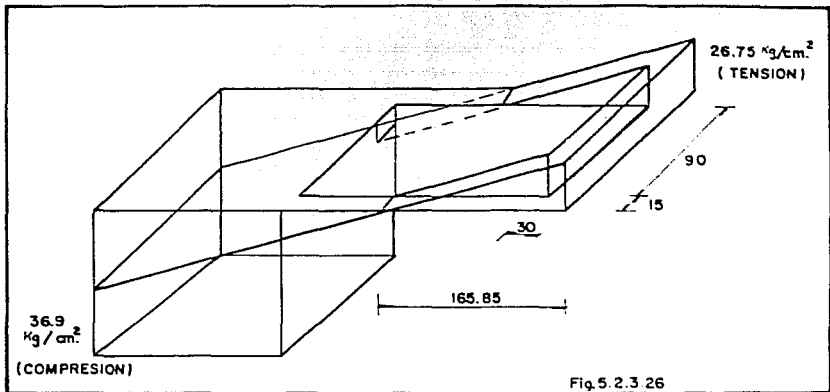
El bloque de esfuerzos resultante se muestra en la figura 5.2.3.25.



De acuerdo con los diagramas de esfuerzos obtenidos, los esfuerzos máximos de tensión y compresión se presentan al lado derecho de la sección.

El esfuerzo de compresión permisible es igual a  $0.7 f'c = (0.7)(170) = 119 \text{ kg/cm}^2$  (según RCDF).

El esfuerzo de compresión último es  $65.16 \text{ kg/cm}^2 < 119 \text{ kg/cm}^2$  por lo tanto la sección es adecuada.



La tensión total en la sección es el volúmen del diagrama de esfuerzos a tensión: (ver fig. 5.2.3.26).

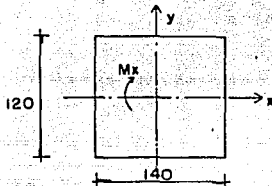
$$F = \frac{[165.85 \times 26.25 \times 15]}{2} \times 2 + 26.25 \times 30 \times 90 = 136\,178.4 \text{ kg}$$

Area de acero necesaria para tomar dicha fuerza:

$$A_s = \frac{F}{0.6 F_y (1.33)} = \frac{136\,178.4}{0.6 (4200) (1.33)} = 40.63 \text{ cm}^2$$

El refuerzo colocado se muestra en el corte F-F de la figura 5.2.3.28.

II. Diseño de la columna bajo solicitaciones longitudinales  
(cm + hund + cv)



La sección transversal de la columna se muestra en la figura 5.2.3.27.

Fig. 5.2.3.27

Parámetros de diseño

$$\begin{aligned} f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\ fy &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f''c &= 0.8 \times 0.85 \times 250 = 170 \text{ kg/cm}^2 \\ f^*c &= .8 f'c = 0.8 (250) = 200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Elementos mecánicos

Mcm = 75.6 t-m	Pcm = 330 ton	Vcm = 3.6 ton
Mhund = 198 ton-m	Phund = 8.12 ton	Vhund = 0.3 ton
Mcv = 60 ton-m	Pcv = 137 ton	Vcv = 2.67 ton

Combinación AASHTO (89) para diseño por resistencia última  
= 1.3 [cp + hund + 1.67 (cv + I)]

$$\begin{aligned} Mu &= 1.3 [75.6 + 198 + 1.67 (60 \times 1.3)] = 525.0 \text{ t-m} \\ Pu &= 1.3 [330 + 8.12 + 1.67 (137 \times 1.3)] = 826.21 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$K = \frac{Pu}{FR \text{ bd } f''c} = \frac{826 \text{ 210}}{0.7 \times 120 \times 140 \times 170} = 0.413$$

$$R = \frac{Mu}{FR \text{ bd}^2 f''c} = \frac{525 \times 10^5}{0.7 \times 140 \times (120)^2 \times 170} = 0.22$$

q = 0.4  
(de gráficas  
de interac-  
ción)

$$P = q \frac{f''c}{fy} = 0.4 \times \frac{170}{4200} = 0.01619; \quad As = pbd = 0.01619 \times 140 \times 120 = 272 \text{ cm}^2$$



El armado resultante es el que se ilustra en la fig. 5.2.3.28.

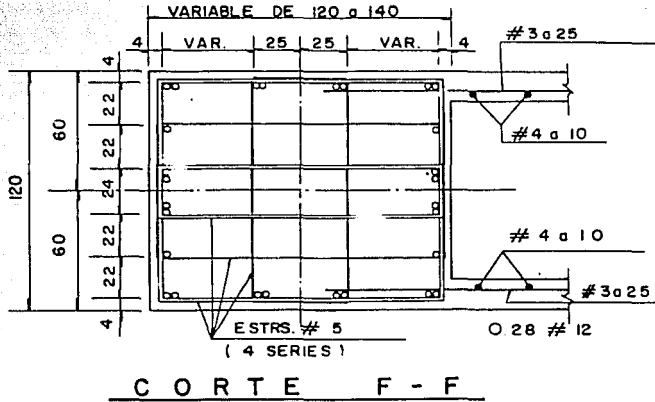


Fig. 5.2.3.28

Para diseñar la parte superior de la columna se tomó en cuenta la variación de elementos mecánicos para diferentes alturas, siguiendo el mismo criterio que para la parte inferior, obteniéndose los armados que se indican en las figs. 5.2.3.29 y 5.2.3.30.

• VARS. QUE DEBERÁN DOBLARSE ANTES POR EL SISTEMA DE ANCLAJE DE LA CORONA.

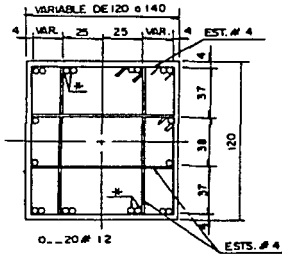


Fig. 5.2.3.29

• VARS. QUE DEBERÁN DOBLARSE ANTES POR EL SISTEMA DE ANCLAJE DE LA CORONA.

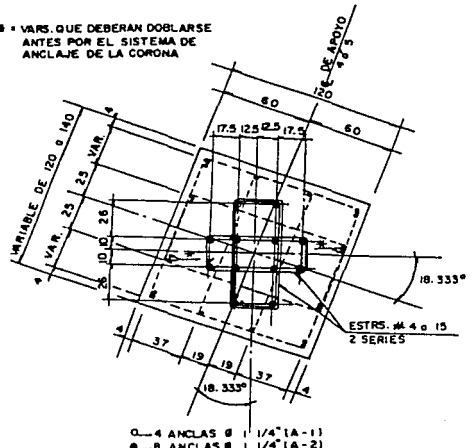


Fig. 5.2.3.30

En la parte superior de las columnas se tomó especial cuidado en dejar preparaciones para el sistema de anclaje de los cables, colocando el refuerzo de la columna y traveses de forma que no interfiera con el anclaje del sistema.

En la fig. 5.2.3.31 se muestran los detalles.

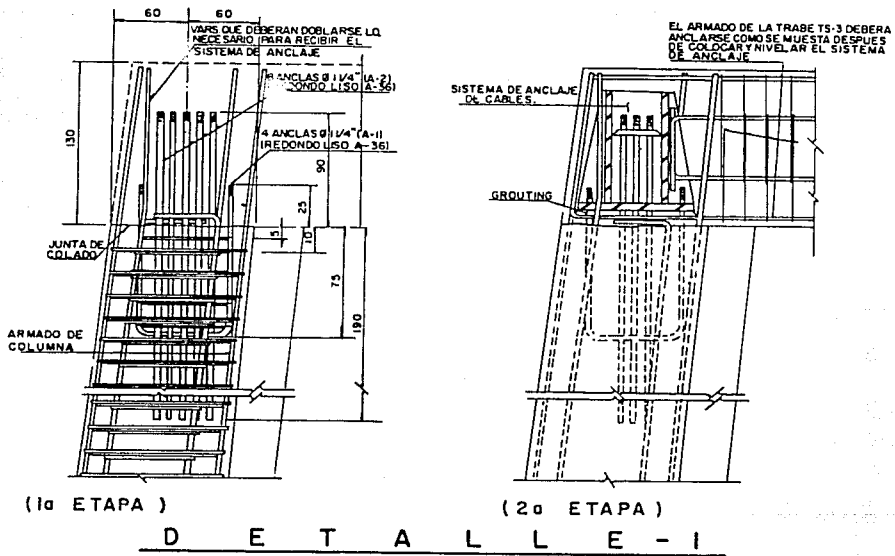


Fig. 5.2.3.31

Se ha mostrado el criterio de diseño para el extremo inferior del marco. Para el extremo superior la labor de diseño se facilita, ya que las columnas aisladas se pueden trabajar en forma convencional por medio de las gráficas de interacción. Los elementos mecánicos para las columnas varían en forma lineal desde la base del marco hasta el extremo superior del mástil por

lo que no es difícil obtener su valor para el diseño a cada altura  $h$  del marco.

Para el diseño de las columnas aisladas en el extremo superior del marco rigió la combinación de elementos mecánicos que actúan en el sentido longitudinal del puente (carga permanente + carga viva). Los elementos mecánicos en el sentido transversal del puente son pequeños dado que la porción inferior de los marcos es sumamente rígida para absorber fuerzas laterales.

### Diseño de traves

Utilizaremos la nomenclatura que se indica en la fig. 5.2.3.32.

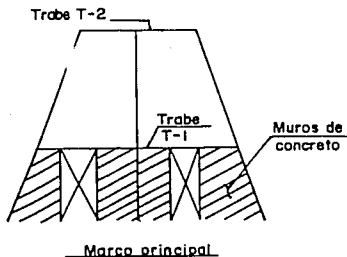


Fig. 5.2.3.32

### Diseño de la trabe T-1

La trabe inferior T-1 soporta a las traves principales longitudinales del puente y es soportada a su vez en forma casi continua por los muros de concreto inferiores.

Para su diseño se utilizó el método de resistencia última con la siguiente combinación de elementos mecánicos.

$$\begin{aligned} M_u &= 1.3 (M_{cp} + 1.67 (M_{cv} + I)) & M_{cp} &= M_{cm} \\ V_u &= 1.3 (V_{cp} + 1.67 (V_{cv} + I)) & V_{cp} &= V_{cm} \end{aligned}$$

Realizando el análisis se obtuvieron los diagramas de elementos mecánicos que se muestran en las figs. 5.2.3.33.

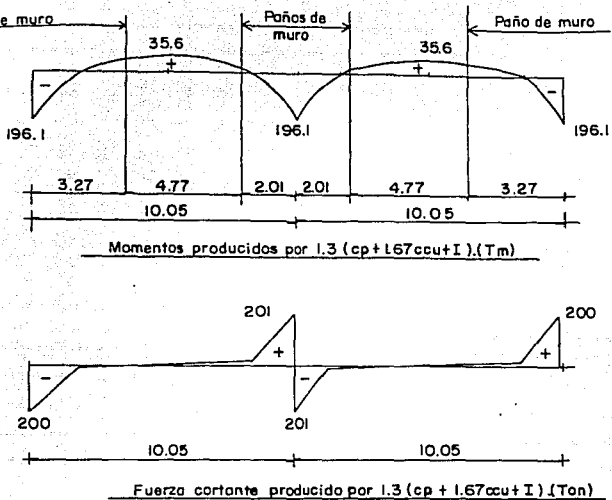


Fig. 5.2.3.33

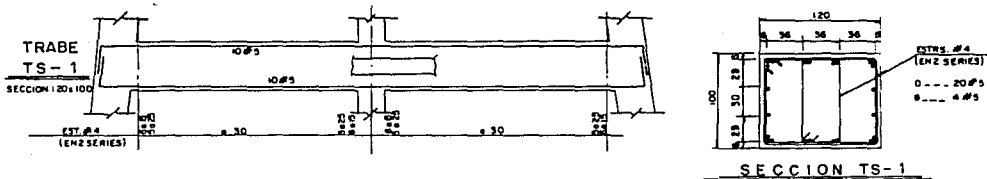


Fig. 5.2.3.34

Debido a que la trabe se encuentra parcialmente ligada a los muros inferiores se reduce la posibilidad de flexión en la longitud de la trabe soportada; los elementos mecánicos de diseño deben tomarse a paño de muros. Como se ve en los diagramas de momentos y cortantes, estos elementos mecánicos son muy pequeños por lo que el refuerzo requerido para la trabe es también mínimo. (Ver figura 5.2.3.34).

Diseño por flexión

$M_{\max}(+) = 35.6 \text{ t-m}$  (tomado a paños de muros, ver fig. 5.2.3.33)

Con un peralte de 100 cm, obligado arquitectónicamente, el área de acero necesaria es:

$$A_{s_{\text{nec}}} = \frac{f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_w b d f_c'}} \right) b d$$

$$A_{s_{\text{nec}}} = \frac{170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 35.6 \times 10^5}{0.9 \times 120 \times 95^2 \times 170}} \right) 120 \times 95$$

$$A_s = 10.0 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ mín}}$$

El área de acero mínima por flexión es:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} (120)(95) = 0.0026(120)(95) = 30 \text{ cm}^2$$

Sin embargo, de acuerdo al RCDF, el  $A_{s \text{ mín}}$  colocada puede ser de 1.33 veces el requerido por el análisis.

$$1.33 A_s = 1.33 (10) = 13.3 \text{ cm}^2 \text{ con vars } \# 5 \text{ (} a_s = 1.98 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

Se requieren  $13.3 / 1.98 = 6.7$  vars, se propone colocar 10 vars  $\# 5$  corridas.

Diseño por cortante

Como se puede observar en el diagrama de la fig. 5.2.3.33, la máxima fuerza cortante se concentra en la zona de trabe que está apoyada en los muros de concreto y a los paños de estos se presenta un valor de cero por fuerza cortante. El cortante máximo lo tomará la trabe en conjunto con los muros, por lo que se colocarán estribos en la trabe de acuerdo a lo especificado en el RCDF.

La separación dada a los estribos y que se indica en la fig. 5.2.3.34 cumple con lo indicado en el RCDF.

Diseño de trabe T-2

Para el diseño de la trabe T-2 rigieron los elementos mecánicos en el sentido transversal del marco (provocado por sismo). Aparecen también torsiones pequeñas en la trabe debidas principalmente a posiciones no simétricas de la carga viva, las cuales son tomadas con facilidad gracias a la gran rigidez torsional de la sección hueca.

Es importante para un adecuado comportamiento del marco ante sismo que éste sea lo más ligero posible, evitando también concentrar masa en su extremo superior para no generar un péndulo invertido. Por ello la trabe superior T-2 se aligeró por medio de un relleno con poliestireno.

El diseño se realizó en forma convencional utilizando el método de resistencia última y los criterios especificados en el RCDF por ser éstos más desfavorables.

La combinación de diseño utilizada es (según AASHTO):

$$\begin{aligned} \mu_u &= 1.3 \text{ (Mcm + sismo)} \\ \nu_u &= 1.3 \text{ (Vcm + sismo)} \end{aligned}$$

Se obtuvieron los diagramas de elementos mecánicos que se muestran en la fig. 5.2.3.35.

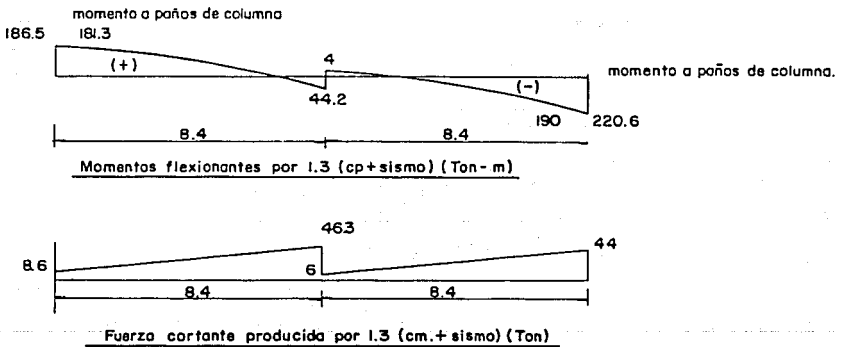
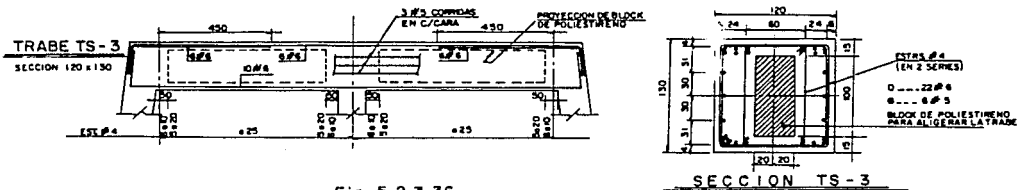


Fig. 5.2.3.35



Diseño por flexión

$M_{\text{máx}}(-) = 190 \text{ t-m}$  (tomado a paños de columna, ver fig. 5.2.3.35).

El peralte necesario para tomar ese momento es:

$$d = \frac{M_n}{\phi f_c b (q - 0.6q^2)} = \frac{190 \times 10^5}{0.9 \times 250 \times 120 (0.3213 - 0.6 \times 0.3213^2)} = 52 \text{ cm}$$

$$q = 0.3213, \text{ obtenido a partir de } p = 0.75 P_b$$

El peralte necesario por flexión es de apenas 52 cm, sin embargo, dado que es necesario un mayor peralte para alojar los dispositivos de los anclajes que denominamos "coronas", se requiere un peralte total de 130 cm. Con este peralte el área de acero necesaria es:

$$A_s = \frac{f_c}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{\phi b d f_c}} \right) b d = 41.6 \text{ cm}^2; \text{ (para } M(-))$$

De acuerdo al diagrama de momentos se corren 6 Vs #6 y se bastoñean 6 #6 hasta la longitud necesaria.

Para momento positivo = 181 t-m (tomado a paño de columna, ver fig. 5.2.3.35) se requiere un área de acero de:

$$A_s = 39 \text{ cm}^2, \text{ con Vs \#6} \quad 39 \text{ cm}^2 / 2.85 \text{ cm}^2 = 14 \text{ Vs \#6.}$$

Diseño por cortante

$$V_u = 46.3 \text{ ton}$$

$$V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c} = 0.5 (0.8) (120) (125) \sqrt{200} = 84 \ 852.8 \text{ ton} > V_u, \text{ por lo tanto se colocan estribos por especificación.}$$

La distribución de estribos se hizo aplicando un criterio de uniformidad en su separación y cumpliendo con lo especificado con el refuerzo mínimo por cortante indicado en el RCDF (ver armado de trabe en fig. 5.2.3.36).

Siguiendo el criterio de colocar el refuerzo requerido de acuerdo con la concentración de esfuerzos en los muros, se colocó el refuerzo que se muestra en la fig. 5.2.3.37.





### 5.3 Diseño de la cimentación

#### 5.3.1 Estudio de Mecánica de Suelos

##### 5.3.1.1 Antecedentes

Como resultado de una revisión estructural y geotécnica del proyecto realizado para los puentes vehiculares en 1986, se modificó radicalmente el proyecto original, con el propósito de optimizar las soluciones adoptadas anteriormente, y abatir el costo de la construcción de los puentes y cumpliendo al mismo tiempo con las condiciones de seguridad y servicio que marca el Reglamento de Construcciones del D.D.F. vigente, publicado en Noviembre de 1987. Ello se logró concibiendo una estructura ligera y una cimentación parcialmente compensada.

El subsuelo del puente en estudio se ubica dentro de la zona III, según la zonificación propuesta en el reglamento ya mencionado, caracterizada, como es bien sabido, por potentes estratos de arcilla compresible.

El objetivo del presente informe es presentar una interpretación estratigráfica de la zona del puente y los resultados de laboratorio de los sondeos mixtos en el entorno del mismo, los cuales forman parte de la información geotécnica básica para el diseño del puente y se obtuvieron durante la campaña de exploración realizada en 1986. Asimismo se presenta un resumen de los aspectos geológicos más importantes para conocer el comportamiento del subsuelo de la región.

##### 5.3.1.2 Aspectos geológicos

Los tramos de la Línea "A" del Metro Pantitlán - La Paz sobre la calz. I. Zaragoza en la franja comprendida entre el Río Churubusco y la Av. Crisóstomo Bonilla, se construyeron sobre la denominada zona de Lago, caracterizada por presentar grandes espesores de arcillas blandas, de origen volcánico depositadas en un ambiente lacustre. Estas arcillas se encuentran cubiertas por una costra superficial de espesor variable, que comúnmente se encuentran alteradas por procesos antropógenos como por ejemplo, la construcción sobre la Calz. I. Zaragoza de un sinnúmero de canales tanto de riego como de aguas negras.

En esta zona, a una profundidad de 40.0 a 50.0 m es común encontrar una capa de limo arenoso cementado, originado durante una etapa de desecación en el lago existente, este estrato se

considera un remanente de la denominada primera capa dura que se manifiesta plenamente en la parte central de la ciudad de México. Hacia el Oriente y el Sur-este esta capa se hace más delgada y desaparece en el cruce con la Av. Crisóstomo Bonilla. Ello se debe posiblemente a una batimetría más profunda del lago, en donde el PH no fue adecuado para provocar la precipitación de las sales, principalmente de carbonato de calcio, considerando sobre todo la cercanía del Peñón Viejo, donde antiguamente existían manantiales de agua dulce.

En la zona central de la ciudad de México, la primera capa dura marca el contacto entre la formación arcillosa inferior, de edad menor a 80,000 años (Mooser, 1987), con la formación arcillosa superior, bien identificadas en la cuenca del Valle de México.

Es posible distinguir las dos formaciones arcillosas atendiendo a un cambio sensiblemente marcado en las propiedades de los materiales que las constituyen, considerando además, que la formación arcillosa inferior presenta un mayor número de intercalaciones de lentes y horizontes de vidrio volcánico de espesor variable de 0.10 a 1.0 m. Subyaciendo a ésta última formación se encuentra un estrato de arena limosa con gravas de alta compacidad, denominados Depósitos Profundos, que constituyen los clastos derivados de la erosión, acarreo y depósito de las partes altas de la cuenca.

Por otra parte hacia el Sur-este de la Av. Crisóstomo Bonilla, en las faldas del Cerro del Peñón Viejo, se presenta una zona de transición abrupta con la presencia de un espesor de arcilla blanda con un contenido de limos y arenas mayor que en la zona del lago, y por lo tanto con mayor resistencia, cubierta por una costra superficial de limo arenoso con diversas capas de ceniza volcánica de color oscuro. Estos materiales descansan directamente sobre un tezontle de color rojizo de composición basáltica, asociado a los aparatos volcánicos que conforman el Peñón Viejo, siendo la característica primordial del contorno del cerro, la ausencia de los depósitos profundos.

El Cerro del Peñón del Marqués o Peñón Viejo está constituido por dos conos cineríticos de edad cuaternaria, formados por una intercalación de derrames de lava basáltica con mayor cantidad de material piroclástico, conocido como tezontle de color rojo que en algún tiempo fue ampliamente explotado. Sobre el flanco nor-este del cerro es muy visible la faceta de una falla de tipo circular con un rumbo burdo noreste-suroeste que se manifiesta sobre la Calz. I. Zaragoza.

Es también muy común encontrar alrededor del cerro del Peñón un sinnúmero de grietas de tensión, provocadas por un hundimiento regional que es acelerado alrededor del cerro, ya que funciona

como una esponja natural hacia donde drena el agua, provocando por lo tanto, una mayor consolidación y mayor hundimiento regional diferencial. Lo anterior se viene dando desde hace algunos años, considerando además la intensa explotación de los mantos acuíferos en la región, ya que hay que recordar que en el Peñón del Marqués llegaron a existir diversos manantiales naturales actualmente desaparecidos.

### 5.3.1.3 Exploración

Para el diseño geotécnico del puente Rojo Gómez se aprovechó la información obtenida durante la campaña de exploración realizada en 1986 para el proyecto vial, que originalmente se concibió tomando en cuenta la construcción del Metro Línea "A" Pantitlán - La Paz. Como parte de esa campaña se realizaron en la zona del puente un sondeo de cono eléctrico y un sondeo mixto, con el objeto de conocer la secuencia estratigráfica del sitio, y poder determinar las propiedades índice y mecánicas de dichos materiales.

Para definir la estratigrafía y las propiedades tanto físicas como mecánicas que caracterizan el subsuelo de la región en estudio, se llevó a cabo el siguiente programa de exploración geotécnica:

- Un sondeo de cono eléctrico, el cual consistió en el hincado de una punta cilíndrica cónica de acero de 60° de ángulo de ataque y área transversal de 12.22 cm<sup>2</sup>, equipada con deformímetros eléctricos con capacidad de carga de 2.0 tons y 1.0 kg de sensibilidad. Esta punta cónica se hincó con ayuda de una máquina perforadora tipo "Long Year" 4H, a una velocidad de 1 cm/seg. Al irse hincando el cono eléctrico se llevó a cabo un registro de las lecturas a cada 10 cm de profundidad, y con estas lecturas se obtuvieron las respectivas resistencias de punta del subsuelo, las cuales se graficaron con respecto a la profundidad, e interpretando la gráfica se obtuvo la secuencia estratigráfica, la cual se corroboró con el sondeo de muestreo mixto.
- Un sondeo mixto, del cual se obtuvieron muestras del suelo, ya sean alteradas ó inalteradas, procurando que el muestreo fuera representativo de los estratos identificados con el sondeo de cono. Las muestras inalteradas se obtuvieron con el hincado a presión de tubos de acero de pared delgada (Shelby), quedando alojada la muestra en el interior de los mismos. Las muestras alteradas se obtuvieron al efectuar la prueba dinámica de penetración estándar.

Como se mencionó anteriormente, la prueba dinámica de penetración estándar se usó para obtener muestras representativas a través del tubo muestreador de media caña o "penetrómetro estándar" de 50.8 mm de diámetro exterior y 38.1 mm de diámetro interior, el que a su vez, es el diámetro de la muestra. Este muestreador montado a un extremo de la tubería de perforación, se hizo hincar a base de percusión con un martinete de 65.0 kg de peso, guiado con una barra de 19 mm de diámetro y dejándolo caer libremente desde una altura de  $\pm 75$  cm contando el número de golpes necesarios para permitir el avance, el cual se hizo en 3 etapas. La primera de 15 cm, la segunda de los siguientes 30 cm ó intermedios y la última de los 15 cm finales. Tomándose los datos de la 2a. e tapa para correlacionar la resistencia a la penetración, con la compacidad relativa en el caso de las arenas, ó con la consistencia de los suelos en el caso de limos y arcillas.

Para obtener las muestras inalteradas se hincó el tubo Shelby con el sistema hidráulico de las perforadoras a una velocidad entre los 15 y 30 cm/ség en una longitud de 75 cm (considerando tubos de 90 cm de largo, para dejar 15 cm libres donde se alojen los azolves que pudieran quedar). La muestra se dejó estática durante 1 minuto para permitir que ésta se expandiera en el interior del tubo y permitiera la adherencia; posteriormente se giró el tubo muestreador para cortar la base de la muestra y se sacó al exterior, donde se limpió, clasificó y protegió debidamente.

Los materiales extraídos con las diferentes técnicas de exploración descritas se sometieron en campo a una clasificación macroscópica, anotándose ésta en un registro de campo que permitió distinguir tanto la estratigrafía como la compacidad ó consistencia de los suelos.

También se instaló una estación piezométrica, la cual consta de dos puntas porosas a 15 y 30 m de profundidad respectivamente que se hincaron a presión. Estos piezómetros nos permiten observar la pérdida ó estabilidad de la presión de poro en esas profundidades.

#### 5.3.1.4 Pruebas de laboratorio

Se realizaron ensayos de laboratorio en las muestras tanto alteradas como inalteradas del sondeo mixto para lo cual, primeramente se procedió a efectuar una clasificación macroscópica visual y al tacto, tomando en cuenta la textura, color, olor, resistencia en estado seco y movilidad del agua por agitado.

Con el fin de conocer las propiedades índice del subsuelo se efectuaron los siguientes ensayos:

- Contenido de humedad.
- Límites de consistencia ó de Atterberg.
- Análisis por vía húmeda para conocer el porcentaje de finos, arenas y grava.
- Densidad (peso específico).

Contenido de humedad: Es una de las relaciones gravimétricas del suelo que permitió en forma cualitativa preveer el posible comportamiento mecánico del mismo. Este ensaye se llevó a cabo en cada una de las muestras, y con los resultados obtenidos se elaboró un registro de dicho parámetro con respecto a la profundidad.

Límites de consistencia o de Atterberg: Este ensaye se realizó para poder precisar el contenido de agua que marca el límite entre los diferentes estados de plasticidad del suelo. El ensaye se llevó a cabo en forma selectiva, considerando la homogeneidad del material y los límites determinados fueron el líquido y el plástico, ambos utilizando el método y el dispositivo estandarizado por A. Casagrande, con el resultado de ambos límites se determinó el índice de plasticidad.

Para poder evaluar los diferentes porcentajes de finos, arenas y gravas de que se compone el subsuelo, (principalmente en los lentes duros y en los depósitos profundos), se realizaron análisis por vía húmeda, consistentes en la separación por lavado de las diferentes partículas que constituyen el muestreo. El lavado se realizó con ayuda de los tamices 4 a 200.

Densidad: La densidad se requiere para poder calcular otras propiedades índice. El ensaye se efectuó en todas las muestras en donde se realizaron pruebas para obtener propiedades mecánicas del suelo.

Las características mecánicas fueron obtenidas con los siguientes ensayos:

- Compresión axial inconfiada.
- Compresión triaxial.
- Consolidación unidimensional.

**Compresión axial inconfiada:** Este ensayo se conoce también con el nombre de compresión simple y es una de las tres pruebas más usuales en el laboratorio para determinar la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante. El ensayo se llevó a cabo en muestras inalteradas tanto de los sondeos a cielo abierto como en el sondeo selectivo.

**Compresión triaxial:** Esta se realiza con tres probetas de una misma profundidad ensayadas con diferentes confinamientos. Las pruebas realizadas fueron tipo no consolidada - no drenada (U-U). Con esta prueba se obtuvo la envolvente de falla de los círculos de Mohr y a través de ella, los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna.

**Consolidación unidimensional:** En muestras representativas de los diferentes estratos se realizaron ensayos de compresión en el odómetro a manera de establecer las propiedades de esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos compresibles, para evaluar el fenómeno de consolidación bajo carga, característico de este tipo de suelos.

Con los resultados de las pruebas antes mencionadas, se clasificó el suelo de acuerdo con el criterio establecido por el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) y a través de relaciones volumétricas y gravimétricas se determinó el peso volumétrico en estado natural, el peso volumétrico en estado seco, la relación de vacíos, grado de saturación y coeficiente de compresibilidad volumétrica.

#### 5.3.1.5 Interpretación Estratigráfica

A partir de los resultados de exploración y laboratorio de los sondeos realizados para el puente Rojo Gómez y de la información proveniente de los sondeos cercanos al lugar, se definieron 6 estratos que se muestran en el perfil estratigráfico del puente (Ver fig. 5.3.1).

A continuación se hace una descripción de los estratos detectados:

- a) Relleno artificial: Formado por arcilla arenosa y cascajo producto de obras recientemente construidas y caminos antiguos. El espesor promedio de los rellenos es de 1.50 m.
- b) Manto superficial: Formado por limo arenoso de alta plasticidad (MH) café y gris de consistencia media, con humedad menor de 100%. Su resistencia al esfuerzo cortante medida en prueba triaxial rápida U-U es de 4.2 t/m<sup>2</sup> de cohesión y 15° de ángulo de fricción interna. La frontera inferior de este estrato se encuentra a 4.9 m respecto al terreno natural, es decir, que tiene un espesor promedio de 3.4 m.
- c) Formación arcillosa superior: Constituida por arcilla volcánica gris claro, oscuro y verdoso, café y rojizo de alta plasticidad (CH), con intercalaciones de fósiles, vidrio volcánico y arena. El contenido de agua varía de 200% a 450%, el peso volumétrico promedio del material es de 1.15 ton/m<sup>3</sup>, excepto con los lentes duros; la resistencia al esfuerzo cortante de naturaleza cohesiva, medida en prueba triaxial rápida, varía entre 2.0 y 5.5 ton/m<sup>2</sup>.

La formación arcillosa superior se encuentra bien definida entre 45.0 y 51.0 m de profundidad. Con base en la información proporcionada por los sondeos de cono eléctrico se definieron dos substratos.

- Abajo del manto superficial y hasta una profundidad de 20.0 m, se presenta un substrato arcilloso preconsolidado por efectos de las sobrecargas en superficie, debido a construcciones ligeras de hasta 2 niveles y por el aumento del espesor en rellenos artificiales.
- Subyaciendo a este substrato y hasta los 50.0 m de profundidad se localiza un segundo substrato de arcilla, normalmente consolidado.

Como ya se explicó anteriormente una de las características estratigráficas más importantes de esta zona es que no se presenta la denominada primera capa dura.

Formación arcillosa inferior: A partir de los 51.0 m de profundidad y hasta 75.0 u 80.0 m se localiza un potente depósito de arcilla de origen volcánico de alta plasticidad (CH) de consistencia blanda. El subsuelo de la zona presenta un cambio cuantitativo de sus propiedades índice y mecánicas entre los 45 y 50.0 m (entre la formación arcillosa superior y la inferior), sin que se encuentre de por medio, como ya se ha dicho, la primera capa dura.

Esta formación acusó contenidos naturales de agua de 150 a 250% con una media de 200%, reduciéndose de este modo la relación de vacíos de las arcillas compresibles. La resistencia al esfuerzo cortante obtenida en una prueba triaxial fue de 3.7 ton/m<sup>2</sup> de cohesión, reportándose un ángulo de fricción interna de 7°, posiblemente debido a que los materiales arcillosos presentan una mayor número de intercalaciones de suelos granulares muy finos.

Depósitos profundos: Subyaciendo a la formación arcillosa inferior se detectaron los depósitos profundos, constituidos por un limo arenoso gris y verde de compacidad muy alta (SM-ML), con un contenido de agua promedio de 30% y una resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.

La interpretación estratigráfica mencionada anteriormente corresponde a la franja longitudinal que abarca el nuevo puente Rojo Gómez, en la zona de intersección con la Calz. I. Zaragoza.

Por otra parte en lo referente a las condiciones piezométricas en la zona del puente se puede comentar lo siguiente:

- \* El nivel promedio de aguas freáticas se encuentra a 2.90 m de profundidad, respecto al terreno natural.
- \* La distribución de presiones de poro hasta los 20.0 m de profundidad es aproximadamente igual a la hidrostática.
- \* Por debajo de la cota anterior y hasta los 50.0 m de profundidad se reportó un incremento de presión de 2.0 ton/m<sup>2</sup> respecto a la presión hidrostática.

Finalmente en lo que respecta a la magnitud de los hundimientos regionales que se han podido medir en forma directa a través de las nivelaciones realizadas para la construcción de la Línea "A" Pantitlán - La Paz, se han reportado velocidades del orden de 20 a 30 cm/año, alcanzando valores máximos en las cercanías con la Av. México, las cuales se reducen drásticamente a valores despreciables en las faldas del Cerro del Peñón en una distancia de 250 m aproximadamente, condición que se refleja modificando sensiblemente la topografía del lugar.

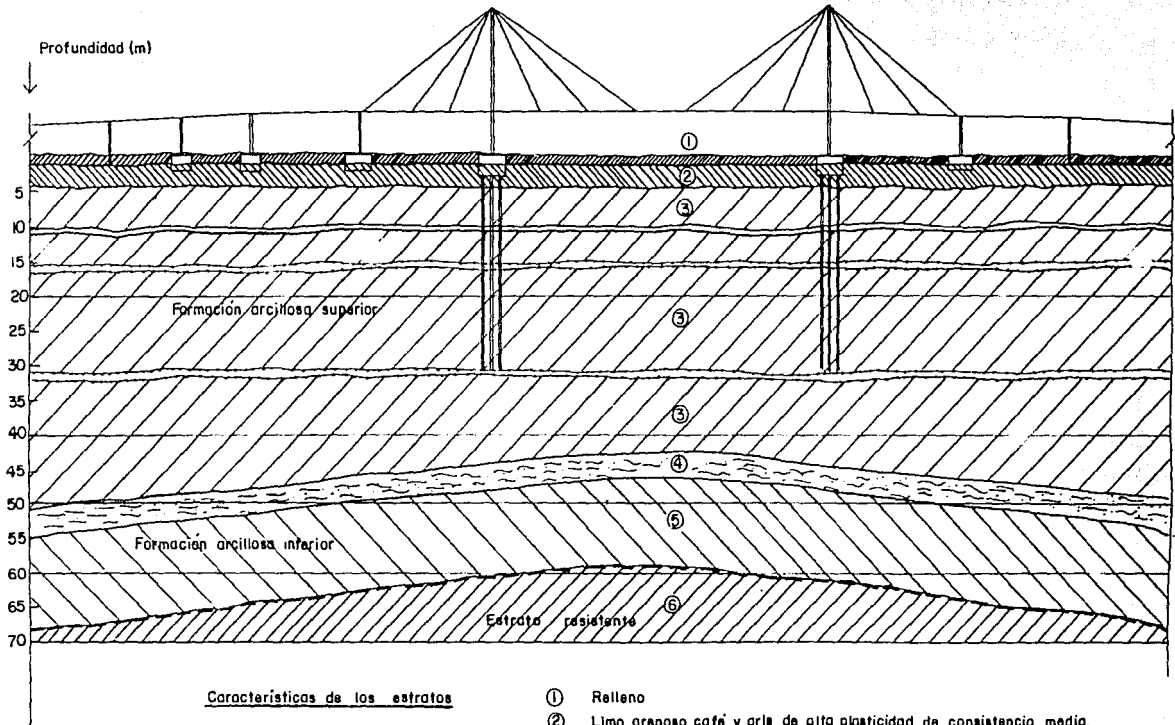
Las propiedades físicas y mecánicas del suelo a diferentes profundidades se muestran en la siguiente tabla:



Perfil estratigráfico Puente Rojo Gómez



Esc: 1:75



Características de los estratos

- ① Relleno
- ② Limo arenoso café y gris de alta plasticidad de consistencia media.
- ③ Arcilla volcánica gris, verde, amarilla y rojiza de alta plasticidad y consistencia muy blanda con lentes intercalados de limo arenoso y vidrio volcánico.
- ④ Limo arenoso gris de consistencia blanda
- ⑤ Arcilla volcánica de alta plasticidad de consistencia blanda con lentes intercalados de arena y vidrio volcánico.
- ⑥ Limo arenoso gris y verde de compacidad alta con intercalaciones de arena negra.

FIG 5.31

Profundidad (m)	$\gamma_h$	qu	Cuu	$\phi^\circ$	W(%)
5	-----	-----	-----	---	---
10	1.075	0.51	0.15	3	150
15	1.02	0.45	0.22	3.5	400
20	1.065	0.42	0.18	4	400
25	1.10	0.27	0.15	4	430
30	-----	-----	-----	---	500
35	1.235	0.01	0.32	3	280
40	1.215	1.32	0.62	4	350
45	-----	-----	-----	---	300
50	1.17	0.78	0.48	3	250
55	-----	-----	-----	---	200
60	-----	-----	-----	---	100

Nota: En los lugares vacíos no se cuenta con datos de la estratigrafía.

Donde:

$\gamma_h$  = Peso volumétrico, (ton/m<sup>3</sup>).  
 qu = Resistencia de punta, (kg/cm<sup>2</sup>).  
 Cuu = Cohesión, (kg/cm<sup>2</sup>).  
 $\phi^\circ$  = Angulo de fricción interna.  
 W% = Contenido de humedad, (%).

De la tabla anterior se puede concluir que:

- La resistencia del material es extremadamente baja, lo cual implica problemas para apoyar cualquier estructura. La presión que se debe inducir en el terreno debe ser muy pequeña.
- Los contenidos de humedad son muy altos, del orden del 400% en promedio (1 parte del suelo por 4 partes de agua), lo cual implica que el hundimiento regional es muy sensible a la extracción de agua.

### 5.3.2 Consideraciones generales de la cimentación

La elección del tipo de cimentación obedeció principalmente a los siguientes criterios:

- a) La descarga sobre el terreno no debe ser mayor de  $2.0 \text{ t/m}^2$ , que es la capacidad de carga del suelo.
- b) Los hundimientos diferenciales deben ser muy pequeños o nulos, del orden de 2 ó 3 cm para los apoyos sin mástiles, y de 5 cm como máximo entre los apoyos con mástiles.
- c) El hundimiento general provocado por la carga debe ser pequeño. El asentamiento principal por carga debe ser del orden de 20 cm a largo plazo, debiendo presentarse el 75% del mismo durante los dos primeros años de servicio del puente.
- d) Las cimentaciones, a pesar de que deben provocar la menor descarga posible al terreno, al mismo tiempo deben ocupar la menor área posible, en contraposición con lo anterior. Esto se debe a que la construcción de la cimentación debe alterar lo menos posible las condiciones viales de la calzada.

Por lo anterior se eligió una cimentación parcialmente compensada (es decir que el peso del terreno excavado equilibre en parte el peso adicional colocado sobre el terreno, provocándose aún una sobrecarga sobre el mismo). Para hacer que la cimentación fuera lo más ligera posible se pensó en un cajón estructural de concreto reforzado hueco; y para disminuir aún más la tendencia al hundimiento de los cajones que reciben la mayor descarga de la superestructura se colocaron pilotes que trabajan por fricción contra el terreno.

Las dimensiones generales de los cajones obedecen principalmente a estudios geotécnicos y de hundimientos, con los que se pretende igualar los hundimientos de la estructura a largo plazo, de modo que los hundimientos diferenciales se encuentren siempre dentro de un rango aceptable y no provoquen efectos superiores a los considerados en el diseño de la superestructura.

En lo sucesivo describiremos el proceso general de diseño de la cimentación, haciendo hincapié en aquellas consideraciones importantes y detalles especiales, así como los aspectos especificados en las normas de diseño. El procedimiento de diseño que se describe corresponde a los apoyos con mástiles del puente de Rojo Gómez, pero es general para los demás apoyos y también para los demás puentes.

En casos excepcionales la cimentación de algunos apoyos está constituida por zapatas, pero esto solo se hizo cuando resultaban más económicas y sencillas que los cajones y prestaban el mismo comportamiento.

Como se mencionó al inicio de este capítulo, la primera etapa del proceso de diseño de la cimentación consiste en definir las características del suelo sobre el que nos apoyamos, y para ello es necesario la exploración del subsuelo de la zona. En forma general las etapas de diseño de la cimentación son:

- a) Exploración del suelo en la zona y obtención de sus propiedades. Definición del perfil estratigráfico.
  - b) Selección de una cimentación preliminar.
  - c) Obtención de las descargas hacia la cimentación.
  - d) Definición de dimensiones generales aproximadas de la cimentación. Obtención de los esfuerzos y deformaciones del terreno a través de un análisis geotécnico.
- Cálculo de la contribución de los pilotes para la cimentación mixta, (cajón parcialmente compensado - piloteado).
- e) Análisis de la cimentación.
  - f) Diseño.

Adicionalmente al cajón de cimentación se han colocado 25 pilotes que contribuyen a transmitir la carga de la superestructura al terreno y disminuyen en forma drástica los asentamientos que se tendrían con únicamente el cajón.

Los 25 pilotes con que cuenta el cajón actúan por fricción contra el terreno. El término pilote de fricción es algo incorrecto, ya que implica que las fuerzas de corte entre el pilote y el suelo, provienen necesariamente del rozamiento; pero pueden provenir también de la adherencia. En cualquier caso, la capacidad de los pilotes de fricción depende de las características del material que rodea al pilote. Por lo tanto, como regla general, la resistencia estructural de un pilote de fricción cargado axialmente no gobierna su proyecto si los pilotes se hincan en arcilla blanda, la fuerza cortante proviene principalmente de la adherencia. En los suelos que tienen una resistencia friccionante apreciable, como las arenas, limos y arcillas que contengan aire, el efecto de caña de un pilote cónico aumenta en forma apreciable la resistencia al corte.

El asentamiento de una estructura apoyada en un cajón o zapatas sobre una arcilla saturada, virtualmente no es afectado por una corta aplicación de una carga relativamente grande, siempre que no se llegue a una falla por capacidad de carga. Debido a lo lento de la respuesta de la arcilla a las cargas aplicadas, el asentamiento debe estimarse sobre la base de la carga muerta, más la mejor estimación posible de la carga viva permanente, en vez de tomar en cuenta la carga viva máxima.

### 5.3.3 Descripción de la cimentación

En la fig. 5.3.3.1 se muestra la planta esquemática del cajón de cimentación y la distribución de pilotes de los apoyos principales del puente Rojo Gómez. La fig. 5.3.3.2 indica la planta del mismo cajón a la altura de la losa de cimentación y la fig. 5.3.3.3 muestra su corte transversal.

El cajón está constituido por 4 muros perimetrales, dos muros intermedios longitudinales, 7 muros intermedios transversales y 3 dados a partir de los cuales se desplantan las columnas. Además cuenta con una losa de fondo y una losa tapa. Los 25 pilotes se apoyan en las intersecciones de la losa con los muros. Las dimensiones generales del cajón (23.20 m de largo y 8.25 de ancho) se muestran en la fig. 5.3.3.1. La profundidad total del cajón es de 5.0 m.

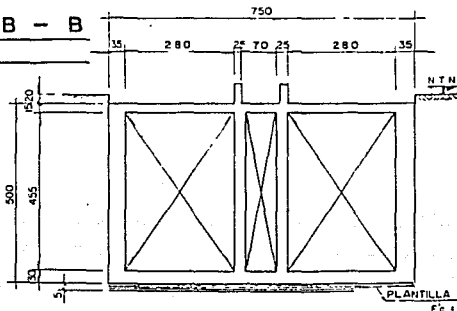
Los muros intermedios brindan rigidez y acortan los claros de la losa de fondo.

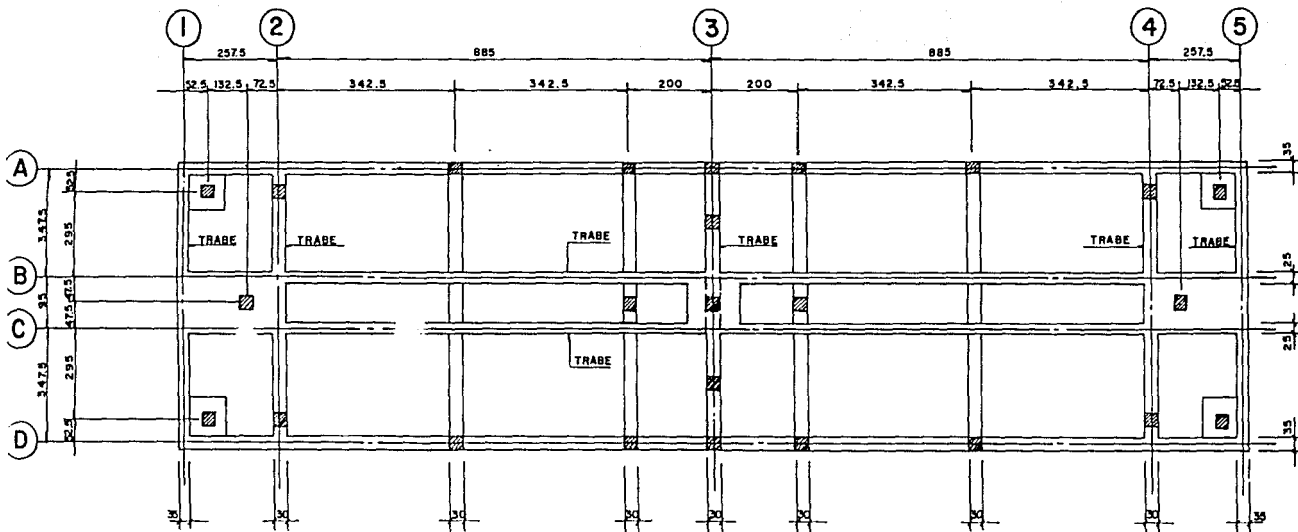
Dadas las dimensiones del cajón el volúmen hueco es muy grande lo cual resulta benéfico, ya que aligera la cimentación provocando una menor descarga neta sobre el terreno.

La distribución de los pilotes se ha hecho de forma que contribuyan lo más posible a disminuir los hundimientos a largo plazo. Se probaron distintas distribuciones evaluando el bulbo de influencia da cada una hasta elegir la más adecuada.

### CORTE B - B

Fig 5333





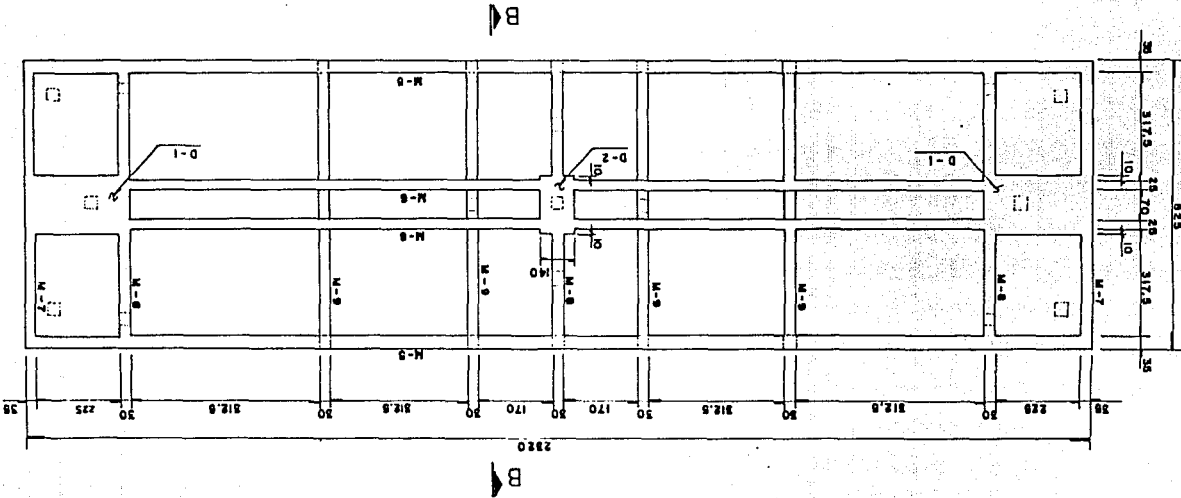
DISTRIBUCION DE PILOTES EN APOYO 5  
 (25 PILOTES DE 30 x 30)

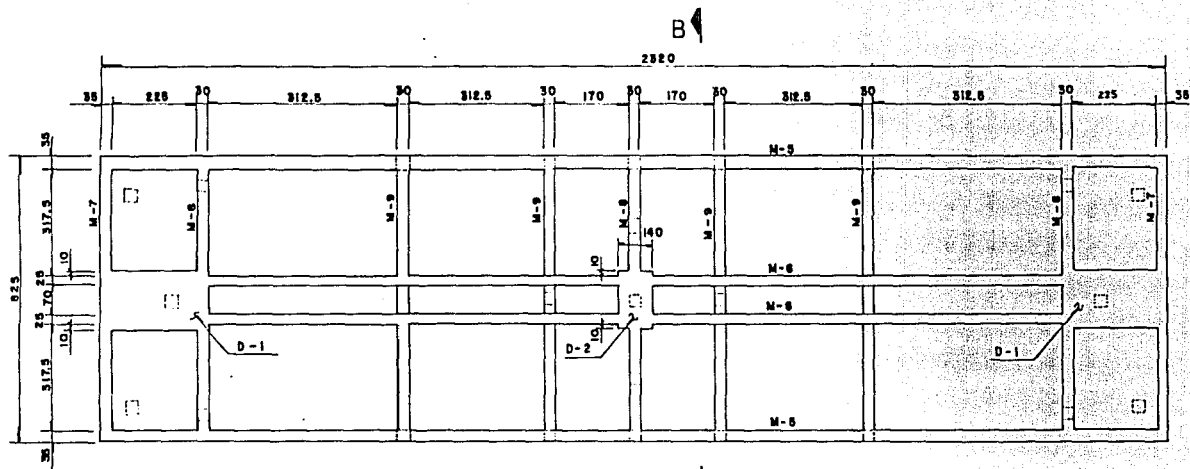
Fig. 5.33.1

PUENTE ROJO GOMEZ

Fig. 5.332 PUENTE ROJO GOMEZ

PLANTA LOSA DE CIMENTACION APOYO N° 5





PLANTA LOSA DE CIMENTACION APOYO N° 5

Fig. 5.33.2

PUENTE ROJO GOMEZ



### 5.3.4 Análisis y diseño

#### 5.3.4.1 Obtención de descargas para cimentación

Primero se valoraron las descargas por carga muerta en cada apoyo considerando la geometría del puente mostrada en la fig. 5.3.5.1 y las dimensiones y secciones transversales de los elementos. Luego se valuó el peso propio del apoyo y de su cimentación preliminar.

Después se valoraron las descargas por carga viva analizando 2 camiones en movimiento en cada sentido (4 en total) y obteniendo las reacciones máximas y mínimas (para posibles efectos de levantamiento en las traveses con respecto al apoyo). Algunas posiciones de la carga viva provocan que la trabe intente levantarse en el punto donde tenemos el apoyo 3 y el apoyo 6, (ver fig. 5.3.4.1), para tomar este efecto se colocaron anclas anti-levantamiento en esos puntos.

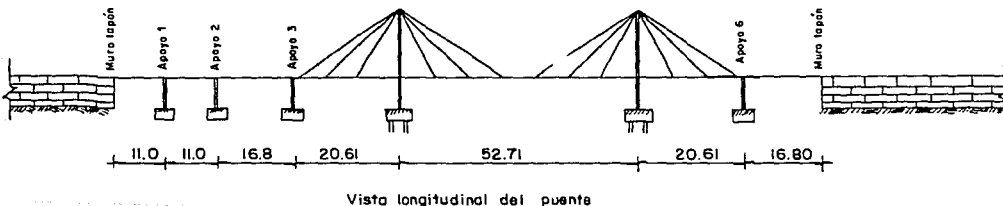


Fig. 5.3.4.1.

Realizando un análisis sísmico estático en los sentidos longitudinal y transversal del puente, se obtuvieron las descargas y momentos de volteo de la cimentación para cargas accidentales (sismos).

En la tabla I se muestran las descargas para la cimentación en el sentido longitudinal del puente y en la tabla II las descargas en el sentido transversal. La nomenclatura utilizada es:

Puente Rojo Gómez = Descargas hacia la cimentación.

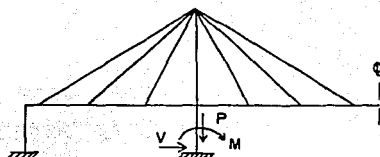
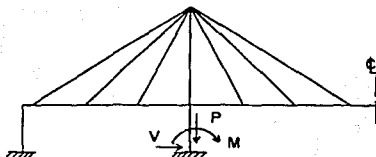
Tabla I.-

Sentido longitudinal del puente.

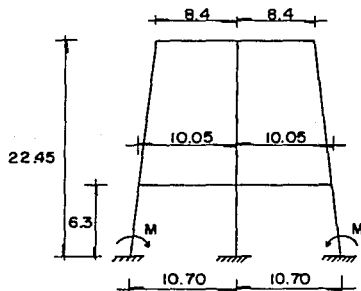
Columnas laterales.

Columna central.

Convención



P carga muerta	330 Ton	441.2 Ton
M " " " "	+ 75.6 T.m	+ 16.75 T.m
V " " " "	+ 3.6 Ton	+ 0.79 Ton.
P hundimiento	8.12 Ton	5.23 Ton
M " " " "	+ 198 T.m	+ 132 T.m
V " " " "	+ 9.43 Ton	+ 6.29 Ton
P carga va.	68.5 Ton	137 Ton
M " " " "	+ 110 T.m	+ 60 T.m
V " " " "	+ 5.24 Ton	+ 2.86 Ton

Tabla II.- Sentido transversal del puente

Geometría del apoyo principal.

Descargas hacia la cimentación

M <sub>cm</sub> (T.m)	+ 7.0	0.0	- 7.0
M <sub>cv</sub> (T.m)	+ 7.5	0.0	- 7.5
M <sub>sismo</sub> (T.m)	+ 720	784	+ 720
V <sub>sismo</sub> (T.m)	86	111	86
P <sub>sismo</sub> (Ton)	- 38.0	0	+ 38.0

Convención



P = Descarga axial por columna (Tons)  
 M = Momento (T-m)  
 V = Cortante (Tons)

### 5.3.4.2 Idealización, análisis y diseño

#### Obtención del esfuerzo sobre el terreno

##### Para la condición de carga vertical

Por tratarse de una cimentación parcialmente compensada calcularemos la descarga neta sobre el terreno descontando el peso de la excavación.

La descarga total por carga muerta proveniente del marco es:

$$P = P_1 \times 2 + P_2$$

Donde:

$P_1$  = Descarga por CM en la columna lateral

$P_2$  = Descarga por CM en la columna central

Sustituyendo valores:

$$P = 330 \times 2 + 441.2 = 1101.4 \text{ ton}$$

El peso propio de la cimentación es  $P_{cim} = 562 \text{ ton}$

La descarga global por carga muerta es  $P_{total} = 1673 \text{ ton}$

El área de la cimentación es de  $8.25 \times 23.2 = 191.4 \text{ m}^2$

El volumen excavado es  $191.4 \times 5.2 = 995.3 \text{ m}^3$

El peso de terreno desalojado es de  $995.3 \times 1.35 = 1343.6 \text{ ton}$   
 (Considerando un peso volumétrico del terreno de  $1.35 \text{ t/m}^3$ )

La descarga neta sobre el terreno es  $1673 - 1343.6 = 319.37 \text{ ton}$

El esfuerzo actuante sobre el suelo es  $\frac{319.37}{191.4} = 1.67 \text{ T/m}^2$

La capacidad admisible de acuerdo con los estudios de mecánica de suelos es de  $q_{admisible} = 2 \text{ T/m}^2$ , por lo tanto las dimensiones de la cimentación son adecuadas.

Para la condición de carga accidental

Debido al momento de volteo que provoca el sismo se origina una variación de presiones en el cajón de cimentación. Esta variación es lineal y provoca un incremento hasta llegar a un valor máximo en uno de los extremos, y un decremento en el otro extremo hasta un valor mínimo. La magnitud de éstos esfuerzos se puede calcular con la fórmula de la escuadría, de acuerdo con lo siguiente:

El momento total por sismo estático es:

$$M_{sis} = 720 \times 2 + 784 = 2224 \text{ T.m}$$

(sumando los momentos por sismo en cada columna).

Como el momento por sismo se ha obtenido a partir de un análisis estático y las condiciones dinámicas de la estructura permiten tomar un sismo de menor magnitud que el considerado, se tomará el 80% del sismo estático, como lo establece el R.C.D.F.

$$M'_{sis} = \text{Momento sísmico reducido}$$

$$M'_{sis} = 2224 \times 0.8 = 1779.20 \text{ ton.m}$$

Por otro lado, de acuerdo con las dimensiones de la cimentación sus propiedades geométricas son:

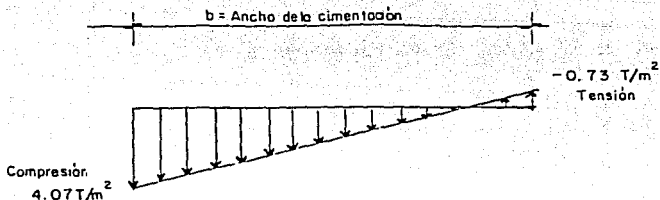
$$\text{Ancho } b = 8.25 \text{ m} \quad s = \frac{8.25 \times (23.20)^2}{6} = 740.08 \text{ m}^3$$

$$\text{Largo } h = 23.20 \text{ m} \quad S = \text{Módulo de sección del cajón de cimentación.}$$

Utilizando la fórmula de la escuadría la variación de esfuerzos por sismo es:

$$\sigma = -\frac{M}{S} = \frac{1779.20}{740.08} = 2.4 \text{ t/m}^2$$

El esfuerzo por carga vertical es de  $1.67 \text{ T/m}^2$ . Sumando estos valores se obtiene el diagrama siguiente:



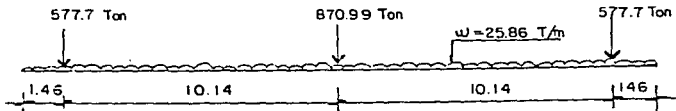
El valor negativo indica que hay una ligera tensión, tratando la cimentación de emerger en ese punto y de hundirse en el otro extremo, pero por tratarse de una acción instantánea de magnitud aproximada y tomando en cuenta que la tensión es pequeña se considera aceptable este efecto. En el extremo donde se encuentra el mayor valor de presión existen 5 pilotes que toman con facilidad el incremento de esfuerzos debidos a sismo. En realidad no pueden presentarse tensiones sobre el terreno, ya que el suelo es incapaz de soportar tensión, lo que si puede suceder es una redistribución e incremento de los esfuerzos de compresión.

#### 5.3.4.2. Idealización, análisis y diseño

##### Muros - traves longitudinales

Para analizar los muros longitudinales de la cimentación se utilizó la siguiente idealización:

la condición de carga: Cargas permanentes + carga viva

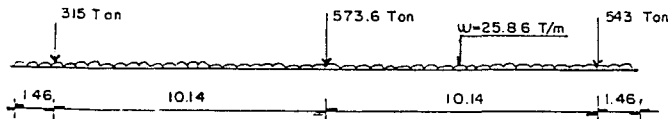


La carga uniformemente distribuida  $W$  corresponde al peso propio de la cimentación, las cargas concentradas corresponden a las descargas axiales en las columnas; para obtener estas cargas totales se utilizaron las especificaciones AASHTO en lo relativo a combinaciones de carga para diseño por resistencia última, (sin incluir los efectos de impacto). La longitud total de 20.28 m corresponde a la dimensión total centro a centro de columnas.

Los momentos por cargas verticales en el sentido longitudinal de la cimentación son despreciables.

Este diagrama de cargas corresponde a toda la cimentación, los efectos para cada trabe se obtienen dividiendo entre el número de traveses (que es 4).

2a. condición de carga: Cargas permanentes + cargas accidentales (sismo).



El momento total por sismo se puede descomponer en un par que se suma o resta con las descargas por carga permanente en las columnas extremas, de la manera siguiente:

$$M \text{ total por sismo} = 720 \times 2 + 784 = 2224 \text{ T.m}$$

El  $M$  por sismo estático se puede reducir un 20% de forma que:

$$M'_{\text{sib}} = 2224 \times 0.8 = 1779.2 \text{ t.m}$$

Como  $F = M/d$  donde:

$F$  = Fuerza en cada columna extrema.

$M$  = Momento total por sismo.

$d$  = Distancia entre columnas extremas.

La fuerza en cada columna debida a sismo es:

$$F = 1779 / 20.28 = 87.72 \text{ Ton}$$

La fuerza neta para cada columna lateral es:

$$\begin{aligned} F_{\text{neta}} &= F_{\text{sis}} + F_{\text{carga perm.}} \\ F_{\text{neta}} &= \pm 87.72 + 330 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_1 &= 242.28 \text{ ton} \\ F_2 &= 417.72 \text{ ton} \end{aligned}$$

Tomando en consideración los factores de la AASHTO para combinación con carga accidental:

$$\begin{aligned} F_1 &= 1.3 (242.28) = 314.96 \text{ ton} \\ F_2 &= 1.3 (417.72) = 543.04 \text{ ton} \end{aligned}$$

Y para la columna central tenemos:

$$\begin{aligned} F &= F_{\text{sis}} + F_{\text{carga perm.}} \\ F &= 0 + 441.2 = 441.2 \text{ ton} \\ & \quad (F_{\text{sis}} = 0 \text{ debido a la forma como se descompuso el momento por sismo}) \end{aligned}$$

Utilizando los factores de la AASHTO:

$$F = 441.2 \times 1.3 = 573.6 \text{ ton}$$

#### Análisis de las traves longitudinales

Para analizar estas traves se utilizó el método de Newmark, el cual se basa en obtener el equilibrio de acciones (descargas) contra reacciones (esfuerzos en el terreno) de una viga isostática.

Utilizando este criterio se obtuvieron los diagramas de elementos mecánicos que se muestran en las figs. 5.3.4.1 y 5.3.4.2.

#### Diseño de las traves longitudinales

El diseño de las traves longitudinales se ha hecho de acuerdo con el R.C.D.F. para resistir los elementos mecánicos que se muestran en los diagramas anteriores. Adicionalmente se hizo una revisión de acuerdo con las especificaciones de la AASHTO para diseño de elementos de concreto reforzado por resistencia última, rigiendo el diseño hecho de acuerdo con las normas nacionales.

FIG 5.3.4.1 Carga permanente + Carga viva

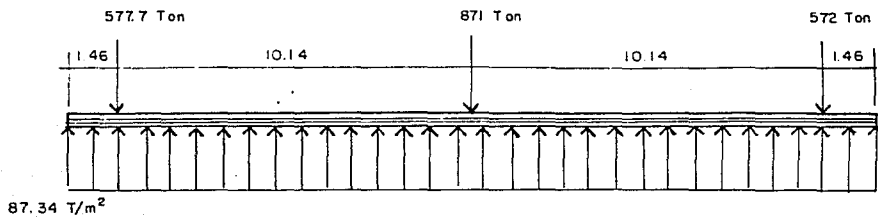


Diagrama  
de  
Momentos  
( T·m )

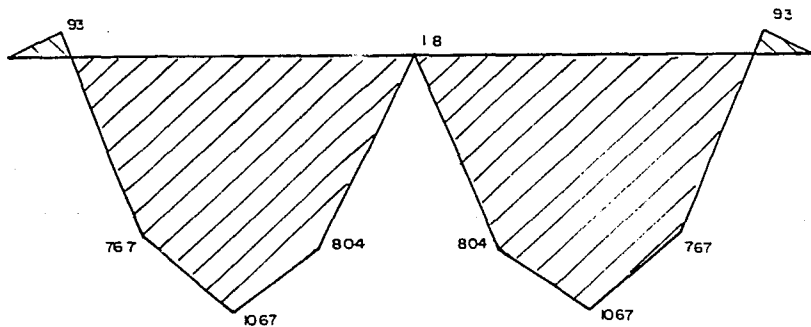


Diagrama  
de  
Cortantes  
( Ton )

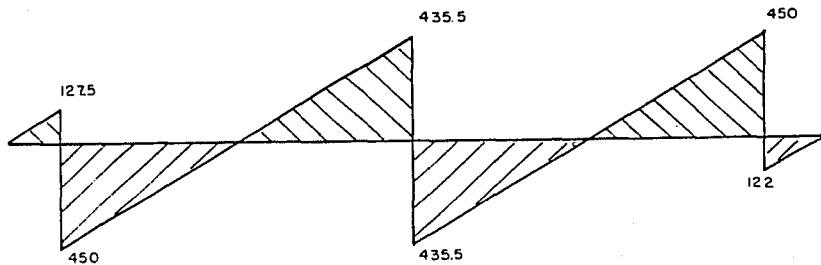




FIG. 5.3.4.2 Carga permanente + Sismo

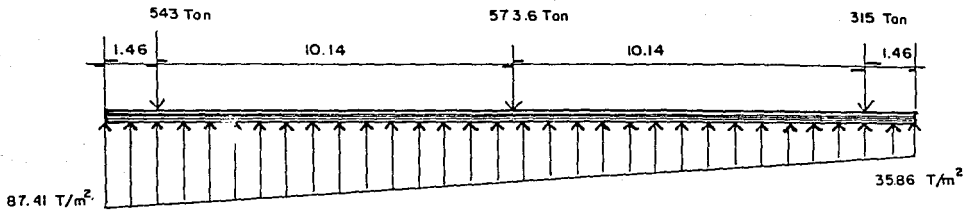


Diagrama  
de  
Momentos  
(Ton·m)

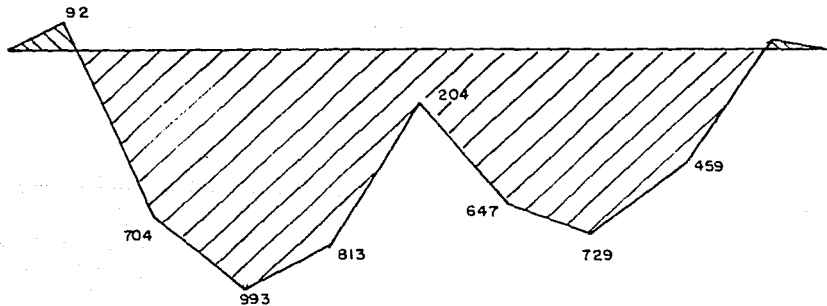
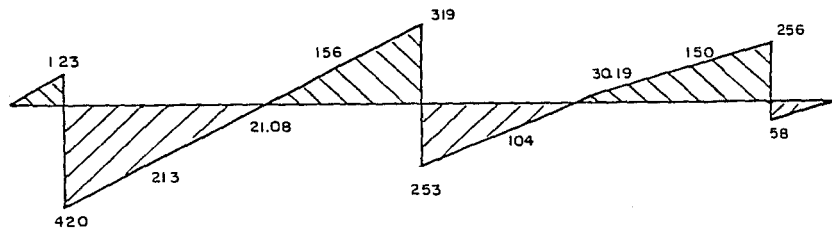
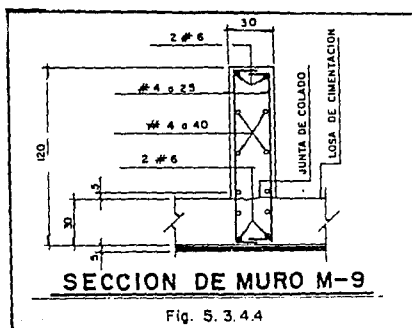
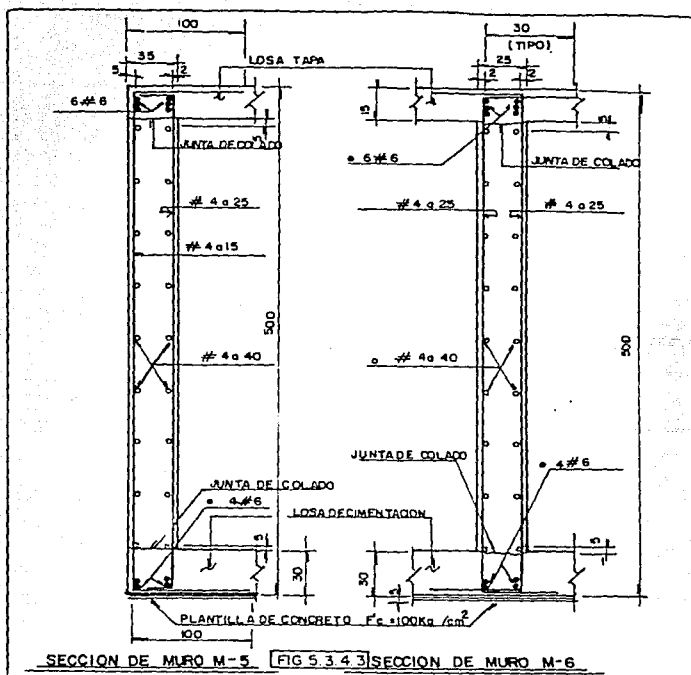


Diagrama  
de  
Cortantes  
(Ton)



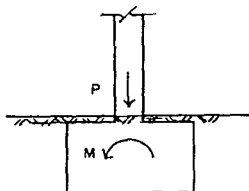


Los diagramas de las figuras anteriores corresponden a las 4 traveses, los elementos mecánicos para cada trabe se obtienen dividiendo entre el número de traveses, o asignándole a cada trabe la parte proporcional a su área tributaria.

La nomenclatura para designar cada muro aparece en las figuras 5.3.3.1 y 5.3.3.2. Los armados resultantes para cada muro se muestran en la fig. 5.3.4.3.

### Muros transversales

1a. condición de carga: Cargas permanentes + carga viva



Sección del cajón de cimentación  
( Sentido long. del puente )

$$P \text{ carga permanente:} \\ = 330 \times 2 + 441 = 1101 \text{ ton}$$

$$P^* \text{ cargas vivas:} \\ = (68.5 \times 2 + 137) \times 0.75 = 205 \text{ ton}$$

$$P \text{ peso cimentación:} \\ = 562 - \text{ peso losa} \\ = 562 - 110 = 462 \text{ ton}$$

$$*M_{cv} = (110 \times 2 + 60) \times 0.75 = 210 \text{ t.m} \\ M_{cm} = 75.6 \times 2 + 16.75 = 167 \text{ t.m}$$

\*Nota: Los efectos de la carga viva se pueden reducir un 25% al cargarse 4 carriles en forma simultánea.

De acuerdo con las combinaciones especificadas en las normas AASHTO:

la columna

$$P_u = \text{Carga axial última en}$$

$$P_u = 1.3 (cm + 1.67 cv)$$

donde:  $cm$  = Descarga por carga muerta  
 $cv$  = Descarga por carga viva

Sustituyendo:

$$P_u = 1.3 (1101 + 462 + (1.67 \times 205)) = 2477 \text{ ton}$$

De la misma forma:

$$M_u = 1.3 (167 + (1.67 \times 210)) = 673 \text{ T.m}$$

Las propiedades geométricas de la cimentación son:

$$\text{Area} = 23.20 \times 8.25 = 191.4 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{23.20 \times (8.25)^2}{6} = 263.17 \text{ m}^3$$

Utilizando la fórmula de la escuadría los esfuerzos máximos y mínimos son:

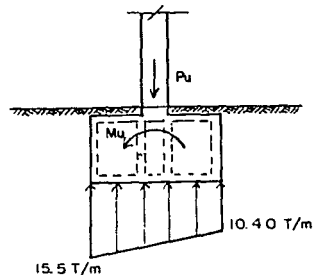
$$\begin{aligned} \text{Esfuerzos} & \left\{ \begin{aligned} \sigma_{\text{máx}} &= \frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{2477}{191.4} + \frac{673}{263.2} = 15.5 \text{ T/m}^2 \text{ (Comp.)} \\ \sigma_{\text{mín}} &= \frac{P}{A} - \frac{M}{S} = 10.40 \text{ T/m}^2 \text{ (Comp.)} \end{aligned} \right. \\ \text{últimos} & \\ \text{de diseño} & \end{aligned}$$

Diagrama de esfuerzos últimos sobre el terreno

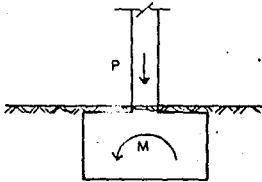
- 1a. Condición de carga:  
Carga permanente +  
carga viva

Diagrama de esfuerzos  
últimos sobre el terreno

- 1a. Cond. de carga:  
Carga perm.+ Carga viva  
(factorizadas).



2a. Condición de carga: Carga perm. + carga viva + hundimientos



P cargas permanentes	= 1101 ton
P carga viva	= 205 ton
P peso cimentación	= 462 ton
P hundimientos	= 0 ton

M cargas permanentes	= 167 T.m
M carga viva	= 210 T.m
M hundimiento	= 250 T.m

Siguiendo el procedimiento indicado en la 1a. condición de carga:

$$\begin{aligned} P_u &= 1.3 (cm + hundimiento + cv) \\ P_u &= 1.3 (1101 + 462 + 0 + (1.67 \times 205)) \\ P_u &= 2477 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.3 (167 + 250 + (1.67 \times 210)) \\ M_u &= 998 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Los esfuerzos máximos y mínimos son:

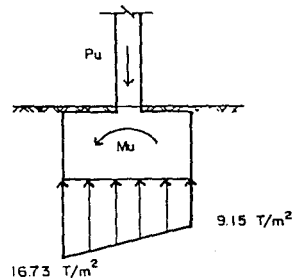
$$\begin{aligned} \text{Esfuerzos} & \left\{ \begin{aligned} \sigma_{\text{máx}} &= \frac{P}{A} + \frac{M}{S} = \frac{2477}{191.4} + \frac{998}{263.2} = 16.73 \text{ T/m}^2 \text{ (Comp.)} \\ \sigma_{\text{mín}} &= \frac{P}{A} - \frac{M}{S} = 9.15 \text{ T/m}^2 \text{ (Comp.)} \end{aligned} \right. \\ \text{Últimos} & \\ \text{de diseño} & \end{aligned}$$

Diagrama de esfuerzos últimos sobre el terreno

Condición de carga:  
Carga permanente +  
carga viva +  
hundimientos

Diagrama de esfuerzos  
últimos sobre el terreno

Cond. de carga =  
Cargas perm. + Carga viva  
+ Hundimientos.



3a. Condición de carga: Carga permanente + sismo transversal

Del análisis de los muros longitudinales, tenemos que:

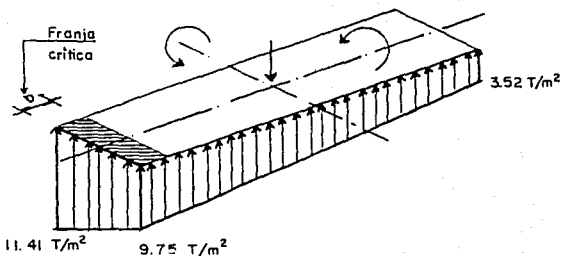


Diagrama de esfuerzos para el cajón de cimentación.

Condición de carga:  
Carga permanente +  
sismo transversal

Tomando la franja crítica tenemos la siguiente sección transversal de esfuerzos:

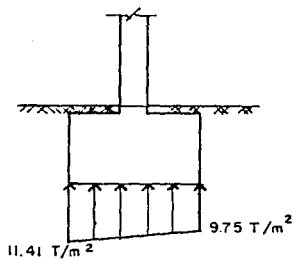


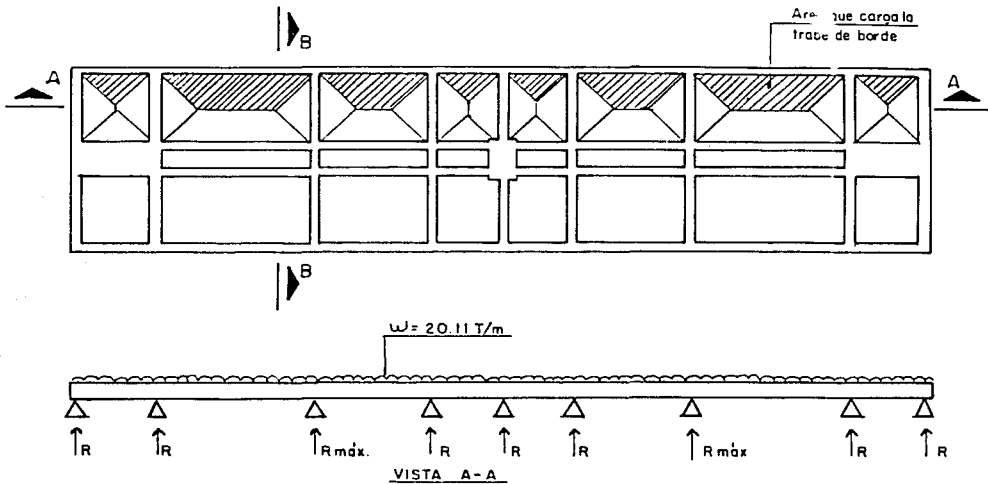
Diagrama de esfuerzos para la franja crítica

Conclusión: Se puede concluir de la comparación de los diagramas de esfuerzos para las 3 condiciones de carga que la combinación que rige es:

cargas permanentes + carga viva + hundimiento.

### Diseño de las traves-muro transversales

Las traves longitudinales de borde se apoyan en las traves transversales. Cada trave longitudinal carga su área tributaria. Al apoyarse la trave longitudinal en las transversales cada una recibe una carga proporcional también a su área tributaria, según lo muestra la siguiente figura:

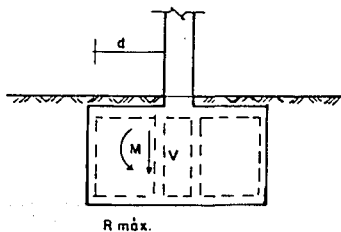


La trave transversal se idealiza de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{máx} = R_{máx} \times d$$

$$V_{máx} = R_{máx}$$

Realizando las consideraciones anteriores se obtienen los elementos mecánicos de diseño para las traves transversales. Los armados resultantes aplicando las disposiciones del R.C.D.F. se muestran en la figura 5.3.4.4).

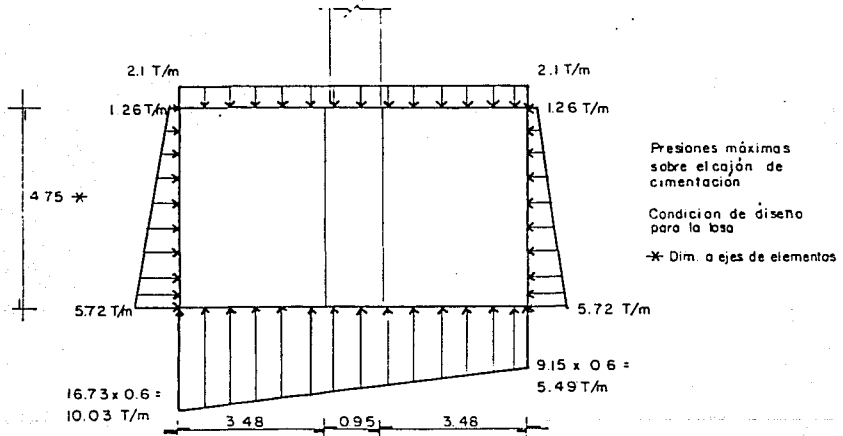


SECCION B-B

### Análisis y diseño de las losas superior e inferior

Para el diseño de las losas superior e inferior se analizó un cajón transversal para cada una de las condiciones de carga. En este caso sabemos que la condición que rige corresponde a cargas permanentes + carga viva + hundimientos, además se tiene que tomar en cuenta los empujes del terreno y las cargas arriba del cajón de cimentación (y que no provienen de la superestructura) como relleno, carga viva, etc.

El cajón por analizar tiene las siguientes características:

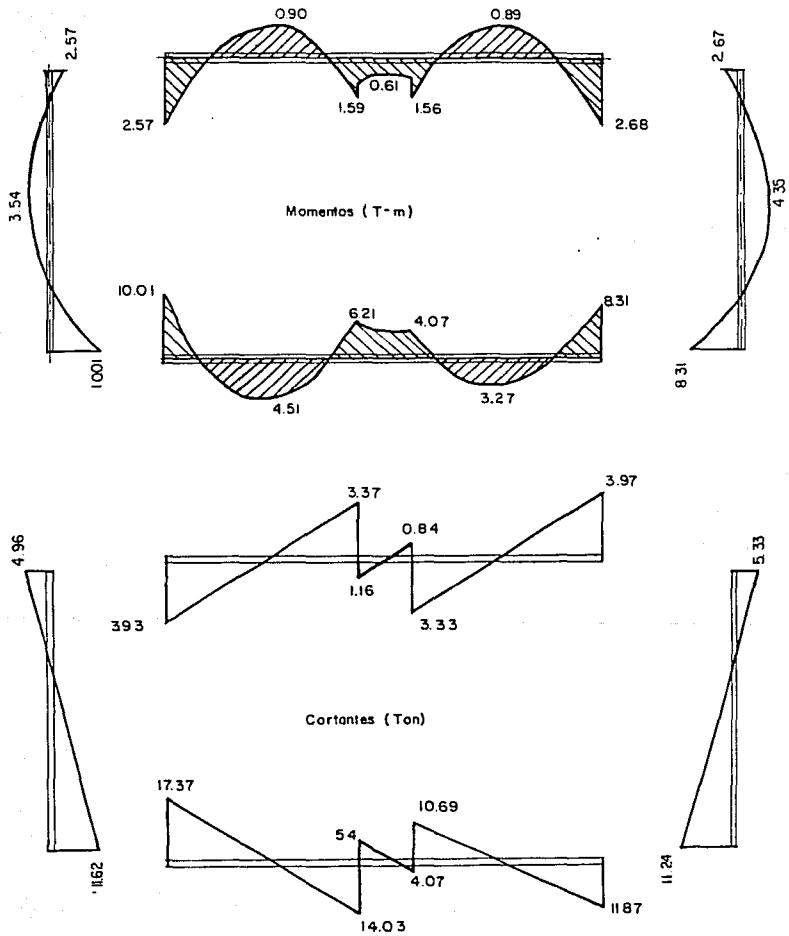


La losa inferior trabaja en dos direcciones debido a las dimensiones de los tableros. En el sentido en el que se analiza el cajón (de acuerdo con la figura anterior), el porcentaje de carga que le corresponde es del 60% de la presión total.

Del análisis del cajón de cimentación se obtienen los diagramas de elementos mecánicos que se muestran en la fig. 5.3.4.5.



Fig. 5.3.4.5 Diagramas de elementos mecánicos para el cajón de cimentación.



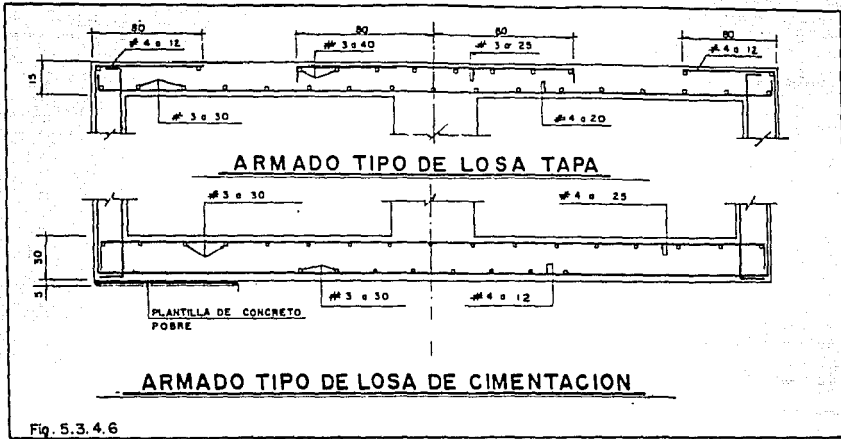


Fig. 5.3.4.6

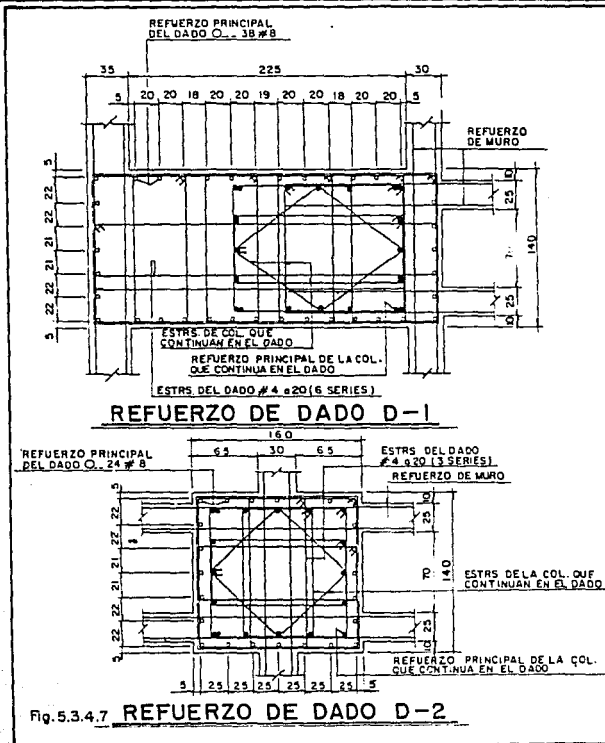


Fig. 5.3.4.7 REFUERZO DE DADO D-2

Los armados resultantes para la losa superior e inferior se muestran en la fig. 5.3.4.6.

#### Anclaje de las columnas en los cajones de cimentación

El refuerzo de los dados en los que se anclan las columnas se muestra en la fig. 5.3.4.7. Dos criterios rigieron para proporcionar este armado. Primero, el refuerzo longitudinal de la columna se debe prolongar lo suficiente para proporcionarle su longitud de anclaje, y segundo, el refuerzo de la columna y el adicional del dado deben estar debidamente confinados por medio de estribos, pero sin que se impida un cómodo y seguro colado y vibrado del concreto.

#### Pilotes del cajón de cimentación (pilotes de fricción)

Cuando el subsuelo en que se apoya una estructura es demasiado débil o demasiado compresible para soportar carga, el peso de la estructura puede transferirse a pilotes.

La forma en que un pilote hincado en arcilla transmite su carga puede deducirse de las características de la curva que señala la resistencia del pilote a la penetración a diferentes profundidades.

Los pilotes de fricción pueden usarse en grupos bajo una losa. Su función es transmitir las cargas a una profundidad considerable del subsuelo, donde los valores de la presión efectiva  $P_0$  son mayores que cerca de la superficie. Haciéndolo así, los pilotes pueden reducir el asentamiento a una cantidad menor que la que se produciría en una losa sin pilotes. Además, la carga se distribuye al suelo por fricción a todo lo largo del fuste de los pilotes, evitándose así grandes concentraciones de esfuerzos.

Es evidente que los pilotes de fricción son más benéficos si son largos en comparación con el ancho de la cimentación. Pilotes de fricción largos bajo cajones relativamente pequeños reducen mucho el asentamiento, mientras que un gran número de pilotes cortos debajo de una losa grande no producen ningún efecto benéfico. En realidad, si el hincado de los pilotes aumenta la compresibilidad de la arcilla por remoldeo, los pilotes cortos pueden ser perjudiciales.

Con la misma carga por pilote, el asentamiento de un grupo de pilotes de fricción aumenta con el número de ellos, en forma muy

parecida a como aumenta el asentamiento de una zapata en arcilla, cuando su tamaño aumenta. Se han hecho esfuerzos para compensar el aumento del asentamiento, reduciendo la carga admisible por pilote de alguna manera arbitraria, conforme se aumenta el número de pilotes en el grupo. Las expresiones que se usan para efectuar la reducción, se conocen con el nombre de ecuaciones de eficiencia. Sin embargo, ninguna de estas ecuaciones considera todas las variables que influyen en los depósitos de arcilla, y su uso no se recomienda. Es preferible hacer estimaciones aproximadas del asentamiento, apoyándose en procedimientos tradicionales y determinar las dimensiones y distribución de un grupo de pilotes en base al criterio.

La carga que puede soportar un solo pilote apoyado por fricción en un depósito de arcilla saturada, debe determinarse preferentemente por medio de una prueba de carga estática. La prueba de carga puede completarse con una prueba de extracción.

Como las pruebas de carga en los pilotes son relativamente costosas, se han hecho numerosos esfuerzos para calcular la carga admisible en pilotes de fricción, en los registros de hincado o en las pruebas de laboratorio. La experiencia ha demostrado que la resistencia al hincado de los pilotes de fricción en arcilla tiende a ser baja, debido a la alteración de su estructura, en tanto que dicha resistencia puede aumentar durante un período de tiempo tras la hinca.

El aumento de resistencia o endurecimiento puede deberse parcialmente a procesos tixotrópicos, o a la consolidación de la arcilla próxima a los pilotes, sujeta a esfuerzos muy elevados. Como frecuentemente el endurecimiento constituye la mayor parte de la capacidad del pilote, y, como no está relacionado con los fenómenos de transmisión de esfuerzos durante el hincado, las fórmulas dinámicas o los análisis basados en la ecuación de onda, probablemente conducen a estimaciones erróneas de la capacidad de carga.

Los cálculos estáticos basados en la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de la arcilla se han encontrado más seguros. Para pilotes cilíndricos la capacidad de carga es aproximadamente:

$$Q = \alpha_2 c \pi d L$$

donde:

- Q = Capacidad máxima del pilote en tons.
- $\alpha_2$  = Coeficiente de reducción.
- c = Resistencia al corte no drenada =  $qu/2$  (ton/m<sup>2</sup>).
- d = Diámetro del pilote, en m.
- L = Longitud del hincado, en m.

El coeficiente de reducción  $\alpha_2$  es para tomar en cuenta la alteración de la arcilla debida al hincado del pilote y a otros diversos factores.

La capacidad de carga de un grupo de pilotes puede ser igual al número de pilotes multiplicado por la capacidad de carga por pilote, pero también puede ser mucho menor. Por lo tanto, un grupo de pilotes puede fallar cuando la carga por pilote es menor que la carga admisible determinada con una prueba de carga en un solo pilote, siempre debe investigarse esta posibilidad.

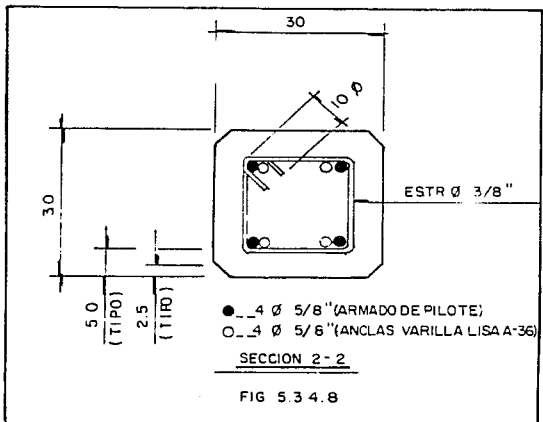
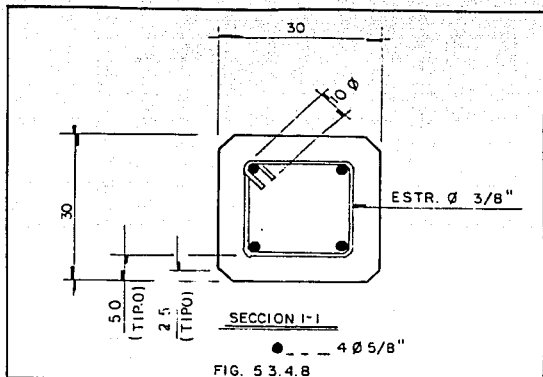
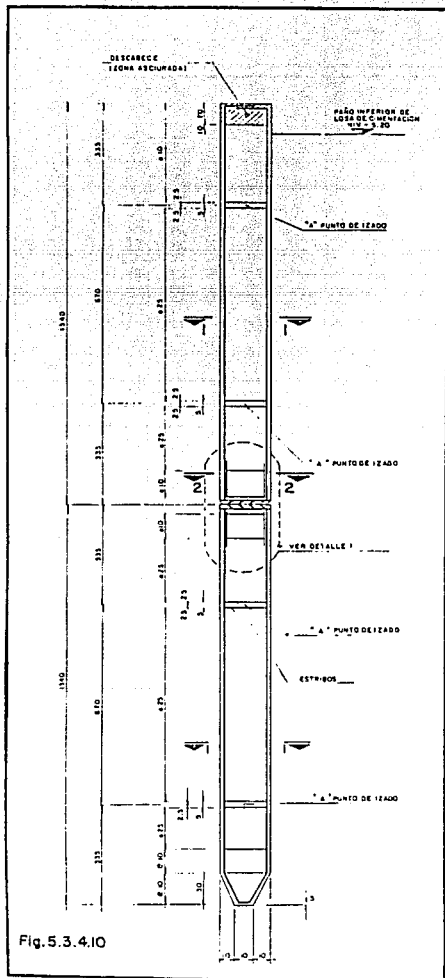
Las características de los pilotes utilizados en la cimentación del puente Rojo Gómez se indican en las siguientes figuras.

En la fig. 5.3.4.8 se muestran las secciones transversales de un pilote típico a diferentes alturas, se puede observar que el pilote es de sección cuadrada y tiene chaflanes en cada arista para facilitar la penetración; el recubrimiento de las varillas es muy importante dado que el concreto está en contacto con un medio agresivo.

La fig. 5.3.4.9 muestra la distribución esquemática de los pilotes indicando la zona por demoler (cabeza de los pilotes) y la profundidad máxima que alcanzan (-31.0 m).

La fig. 5.3.4.10 corresponde a un corte longitudinal de uno de los pilotes, en el que se puede apreciar como está formado por dos tramos de longitud  $l = 13.40$  m unidos por placas soldadas. Las secciones transversales del pilote se indicaron en la fig. 5.3.4.8.

Por último, la figura 5.3.4.11 muestra el detalle tipo de anclaje de los pilotes en los dados, enseñando con más detalle la zona del pilote por demolerse una vez colada la losa de fondo del cajón.



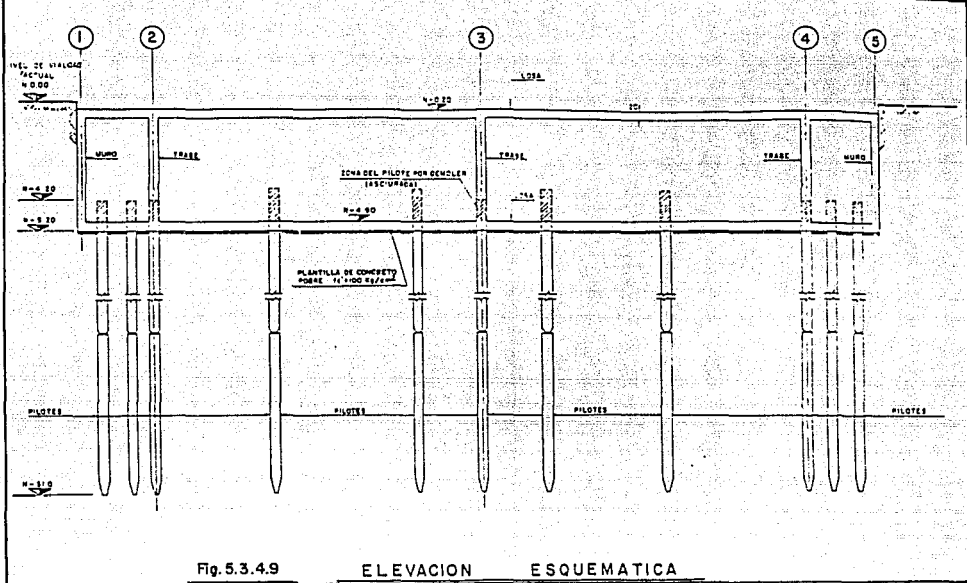


Fig. 5.3.4.9

ELEVACION ESQUEMATICA

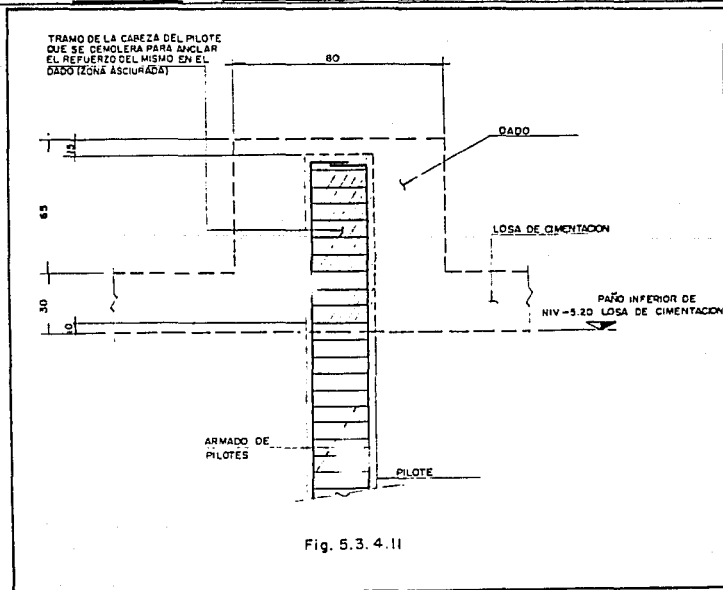


Fig. 5.3.4.11

DETALLE TIPO. ANCLAJE  
DE PILOTES A DADOS

#### 5.4 Claros laterales a la zona atirantada del puente (Estructura metálica convencional)

##### 5.4.1 Generalidades

Los claros laterales a la zona atirantada del puente se localizan donde lo muestra esquemáticamente la fig. 5.4.1. En general la magnitud de los claros se eligió de forma que los elementos mecánicos no fueran desproporcionados con respecto a los que se presentan en la zona atirantada del puente, aunque en ocasiones la posición de los apoyos era obligada.

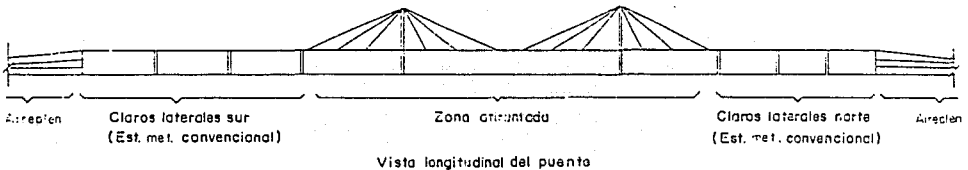


Fig. 5.4.1.

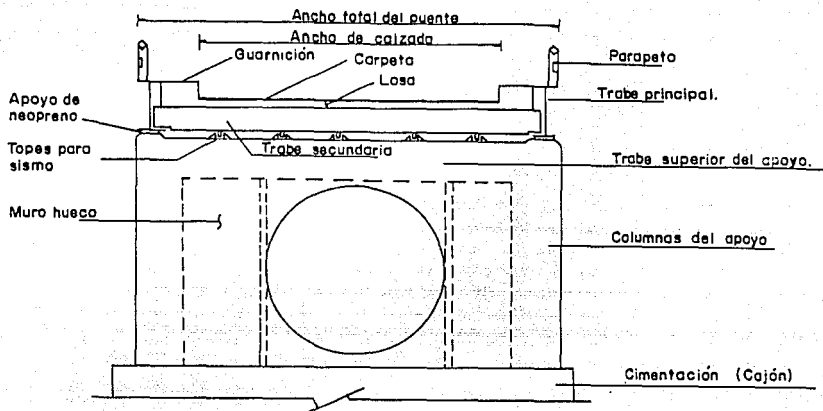
Se trata de tramos estructurados a base de una trabe continua que salva claros de entre 12.0 y 19.0 m (dependiendo de las dimensiones del puente). Sobre las trabes continuas (secciones I armadas) se apoyan piezas de puente a cada 2.50 m aproximadamente, las cuales forman sección compuesta con la losa de concreto. Como se ve, la estructuración del tablero es idéntica que la utilizada para la zona atirantada.

Estos tramos de estructura típica comienzan a partir del final de los aireplenes y terminan en la primer articulación de la zona atirantada.

En la fig. 5.4.2 se muestra una sección transversal típica de los tramos laterales a la zona atirantada del puente.

La losa se apoya en las piezas de puente a cada 2.50 m aproximadamente, de forma idéntica que en la zona atirantada, por lo que sus características son las mismas que las que ya se han descrito para la zona atirantada.





Sección transversal del puente en  
tramos convencionales

Fig. 5 4. 2.

Al colocar las traves por la parte más exterior del puente se presenta la posibilidad de que éstas rebasen la superficie de rodamiento adquiriendo la estructura características de paso a través. Se aprovecha para esto que la altura de las guarniciones y deflectores permite alojar a las traves principales dentro de la masa de concreto de estos elementos.

Las conexiones de la estructura metálica son atornilladas, y se resolvieron en forma idéntica que la descrita para la zona atirantada del puente.

La trabe se apoya en forma simple en los marcos de concreto por medio de piezas de neopreno. Los neoprenos se dimensionan de forma que permitan la libre deformación de la estructura de acero por los cambios de temperatura.

El apoyo de las traves principales en los aireplenes se realiza en forma simple fijándolas a las columnas de los muros por medio de anclas que únicamente son capaces de transmitir fuerza cortante, pero que son incapaces de transmitir momento o provocar el empotramiento de la trabe.

La fuerza sísmica en el sentido transversal del puente se transmite por medio de los topes colocados abajo del tablero y arriba del apoyo de concreto.

#### 5.4.2 Análisis de los tramos laterales a la zona atirantada

En este inciso se indica el criterio general de análisis para las traveses principales de los tramos convencionales. La forma de analizar los apoyos de concreto y otros elementos del puente se realiza de manera idéntica a la indicada en los capítulos anteriores.

Se analizaron las traveses para las siguientes condiciones de carga:

- a) Carga viva (vehículos en movimiento)
- b) Carga muerta
- c) Cargas accidentales (sismo)
- d) Hundimientos
- e) Temperatura

Para analizar los claros convencionales se utilizó el programa M-Strudl, idealizando la estructura en un modelo bidimensional a base de barras rectas a las cuales se les asignaron las propiedades de los elementos que representan.

Los ejemplos que se presentan a continuación pertenecen al puente de Rojo Gómez. La magnitud de sus claros laterales se muestran en la figura 5.4.3.

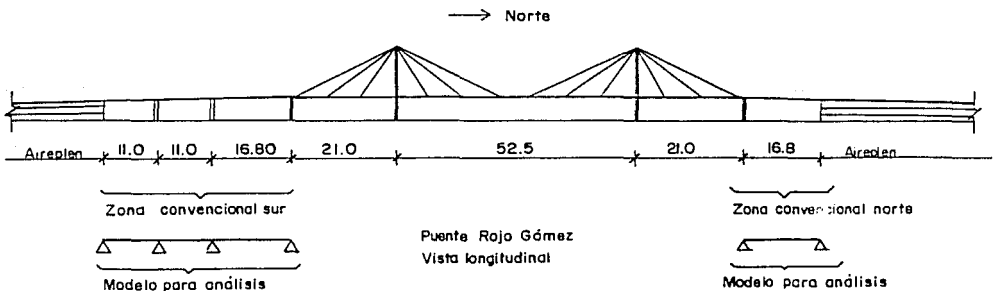


Fig. 5.4.3.

Como se aprecia en la fig. 5.4.3, el claro lateral norte está compuesto de un solo claro, y por lo tanto de un tramo simplemente apoyado en sus extremos con una longitud de 16.80 m.

Los modelos para analizar los tramos convencionales sur y norte se muestran en la misma fig. 5.4.3.

#### Análisis por carga viva

Debido a la ligereza del puente la sollicitación que produce los efectos más importantes es la carga viva. Esta queda definida por los vehículos especificados por las normas AASHTO (para nuestro caso el HS20-44). Las características de este vehículo se definieron en los capítulos anteriores.

El análisis por carga viva se realizó utilizando el programa M-Strudl para obtener las envolventes de elementos mecánicos máximos y mínimos sobre la trabe. Lo que realiza el programa es ir analizando la trabe para cada posición del camión que se le indica, y va seleccionando los elementos mecánicos mayores y menores en cada sección de la trabe. Debido a que la distribución de las cargas del vehículo no es simétrica, conviene primero analizar la trabe con el vehículo en movimiento en un solo sentido y después en el otro (ver fig. 5.4.4.).

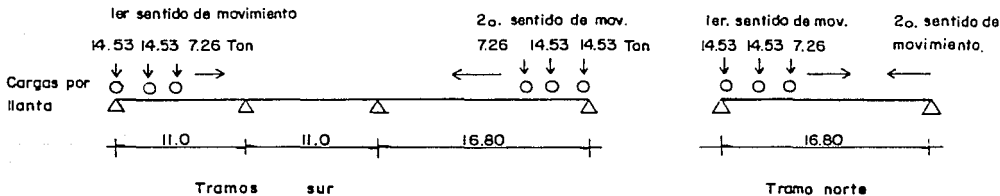


Fig. 5.4.4. Descripción del movimiento de vehículos para análisis.

La separación de las llantas de camión es variable (de 4.27 a 7.0 m), y se utiliza la que provoque los efectos más desfavorables. Los vehículos se van "deteniendo" a cada 1 ó 2 m, para obtener líneas de influencia más precisas.

En las figuras 5.4.5 y 5.4.6 se muestran las envolventes de elementos mecánicos por carga viva obtenidas para los claros laterales del puente de Rojo Gómez. En los diagramas se observan 2 líneas, una corresponde a los momentos o cortantes máximos y otra a los momentos o cortantes mínimos. Los elementos mecánicos que se muestran corresponden a un sólo camión HS20.

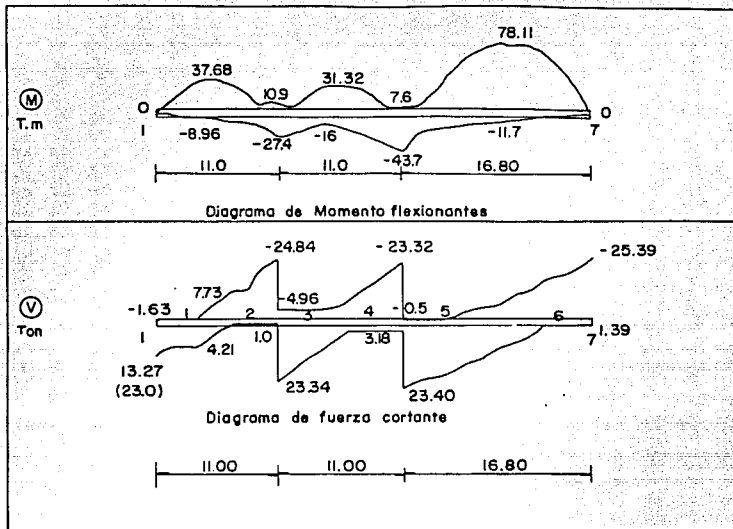


Fig. 5.4.5. Elementos mecánicos para carga viva.  
Claros laterales sur. Puente Rojo Gómez.

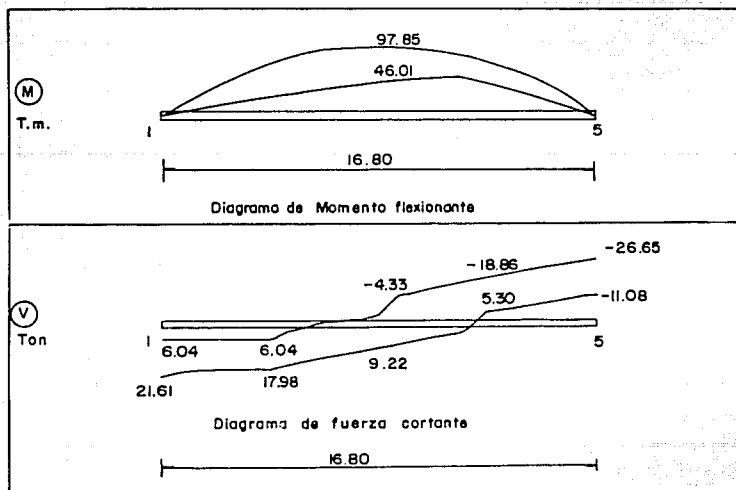
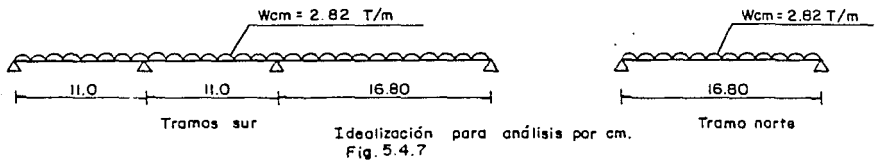


Fig. 5.4.6. Elementos mecánicos por carga viva.  
Clara lateral norte. Puente Rojo Gómez.

### Análisis por carga muerta

La carga muerta que actúa sobre las traveses longitudinales la constituye el peso propio de losa, carpeta asfáltica, guarniciones, parapeto y el peso de la estructura de acero. Este peso propio arroja una carga de  $750 \text{ kg/m}^2$  aproximadamente. Esta carga se debe aplicar en rigor en los puntos donde las traveses secundarias se apoyan sobre las traveses principales, pero se obtiene resultados muy parecidos si se aplica como una carga uniformemente distribuida sobre la trabe principal. Ver fig. 5.4.7.



Los diagramas de elementos mecánicos por carga muerta se muestran en las figuras 5.4.8 y 5.4.9.

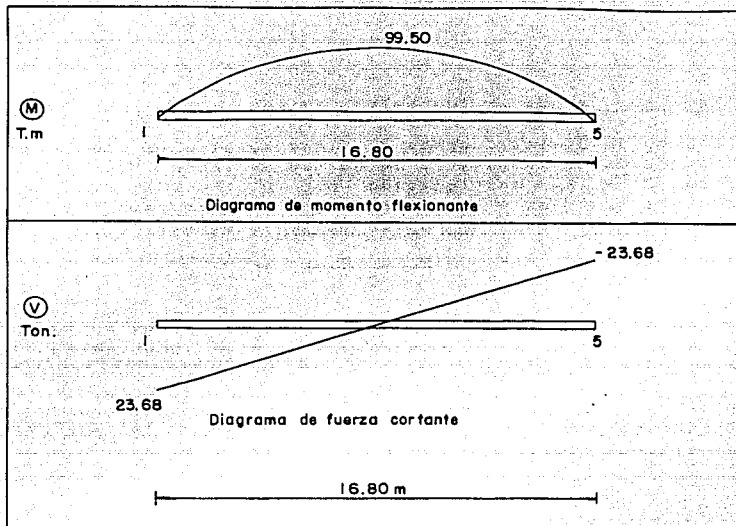


Fig. 5.4.8 Elementos mecánicos por carga muerta  
Claro lateral norte de Rojo Gómez

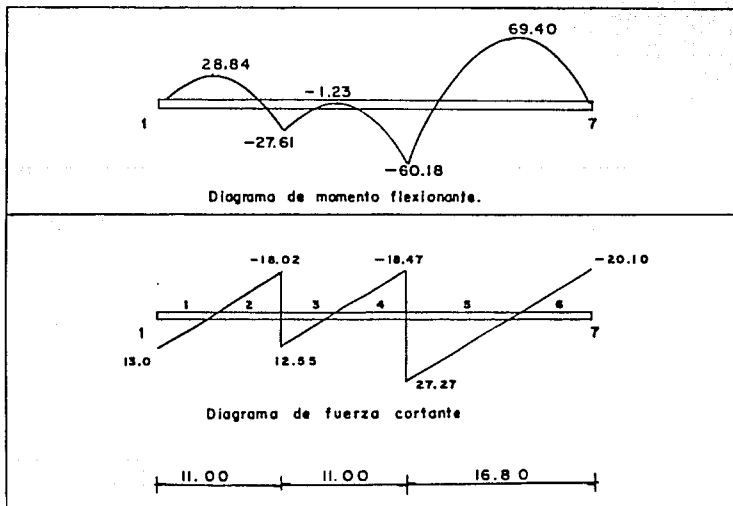


Fig. 5.4.9. Elementos mecánicos por carga muerta.  
Claros laterales sur de Rojo Gómez.

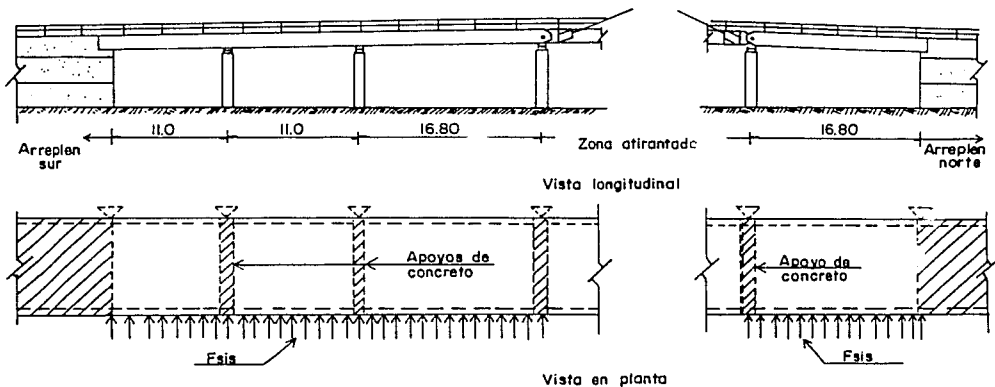
Análisis por cargas accidentales (sismo)

La obtención de las fuerzas sísmicas se hizo en base a un análisis estático convencional. Se adoptó un factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$ , multiplicado por 0.8 por no tratarse de una estructura regular. El valor de C para terreno III es de 0.4. La fuerza se calcula a partir de la fórmula:

$$F = \frac{W \times C}{Q} \times F'$$

$F'$  es un factor que se aplica por tratarse de una estructura tipo A y  $W$  es el peso de la estructura al nivel considerado (en este caso el peso del tablero).

La fuerza sísmica obtenida se distribuye a lo largo del tablero analizándose como si se tratara de una gran viga con un peralte igual al ancho total del puente (ver fig. 5.4.10).

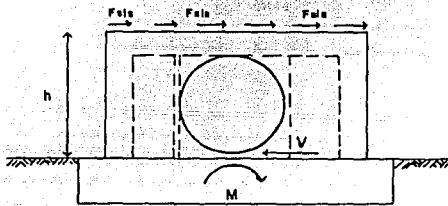


Distribución de la fuerza sísmica para los claros adyacentes a la zona atirantada.

Fig. 5.4.10.

Los muros de concreto y el aireplén funcionan como los apoyos de esa gran viga. La flexión provocada por la fuerza de sismo induce efectos muy pequeños en el tablero debido al gran peralte

de la losa. Finalmente la fuerza por sismo es transmitida hacia los apoyos de concreto por medio de los topes para sismo. La fuerza genera momentos y cortantes para el marco, como lo indica la fig. 5.4.11.



$$\begin{aligned}
 F_{sis} &= \text{Fuerza sísmica} \\
 V &= \text{Cortante en la base} \\
 &= \sum F_{sis} \\
 M &= \text{Momento de volteo en la base.} \\
 &= \sum F_{sis} \times h
 \end{aligned}$$

Efectos del sismo transversal en el apoyo de concreto.

Fig. 5.4.11

El análisis y diseño del marco de concreto se describe más a detalle en el inciso "Apoyos rectangulares".

#### Análisis por hundimientos

Se ha buscado con las cimentaciones propuestas que los hundimientos diferenciales entre apoyos sean nulos, sin embargo, por las características poco confiables del suelo de la zona es conveniente tomar en cuenta los efectos de un posible movimiento entre apoyos.

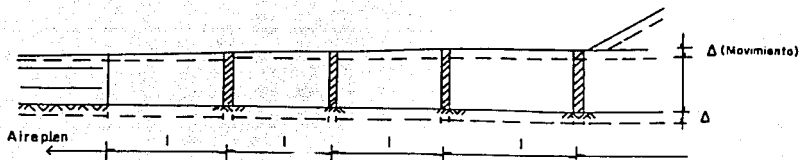
Un hundimiento general no provoca efectos en la superestructura debido a que ésta permanece relativamente con su forma original. Ver figura 5.4.12.

Los efectos más desfavorables para las traveses principales del puente se generan con un hundimiento entre apoyos, como lo muestra la fig. 5.4.13.

La condición o condiciones más críticas de hundimiento, ya sea de uno o varios de los apoyos también debe tomarse en cuenta si existe una probabilidad alta de que se presente.

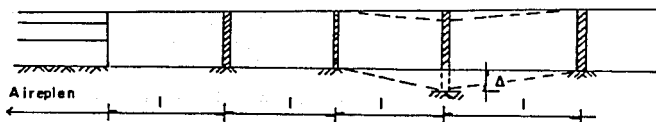
Los análisis para conocer los efectos de posibles hundimientos fueron realizados por medio del programa M-Strudl idealizando la estructura como una viga continua.





$\Delta$  = Movimiento relativo de la estructura por un hundimiento general.  
 $\Delta$  = Hundimiento del terreno.

Fig. 5.4.12

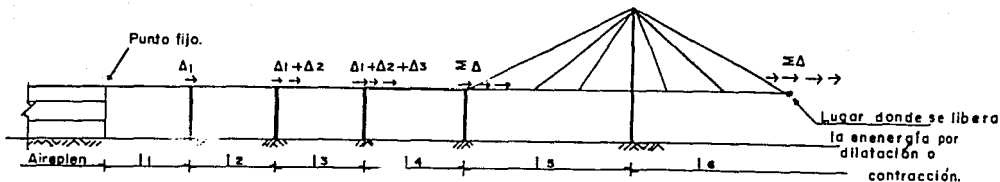


$\Delta$  = Movimiento de uno de los apoyos con respecto a los otros.

Fig. 5.4.13

### Análisis por temperatura

Los cambios de temperatura no producen efectos en la estructura de la zona convencional, ya que las traveses longitudinales se apoyan en piezas de neopreno que permiten el libre desplazamiento de la estructura por contracción o dilatación. El punto fijo para el movimiento por temperatura se encuentra al inicio de las traveses longitudinales, en el muro tapón de los aireplenes, a partir de ese punto la estructura se puede dilatar libremente, este incremento de longitud se absorbe en el espacio de holgura que se encuentra al centro de la zona atirantada. Cuando la temperatura baja la contracción produce el efecto contrario, siendo nuevamente el punto fijo en el muro tapón del aireplén. (Ver fig. 5.4.14).



$\Delta_1$  = incremento de long. al dilatarse  $l_1$ .

$\Delta_2$  = incremento de long. al dilatarse  $l_2$ .

$\Delta_n$  = incremento de long. al dilatarse el tramo  $n$ .

Fig. 5.4.14.

### 5.4.3 Diseño de los tramos convencionales

Los elementos estructurales que se encuentran en los tramos convencionales se pueden dividir en tres grupos básicos:

- a) Elementos de acero
- b) Elementos de concreto
- c) Elementos especiales

Dentro del primer grupo encontramos a las traveses principales, a las piezas de puente, a los toques para sismo y sus respectivas conexiones, como son: conexión de campo entre traveses principales, conexión atornillada entre traveses principales y piezas de puente, etc.

En el segundo grupo encontramos: losa de rodamiento, apoyos rectangulares aligerados y su cimentación, guarniciones y deflectores.

El tercer grupo lo conforman: apoyos de neopreno y juntas de calzada (existen juntas en la unión entre la zona atirantada y los tramos convencionales).

El diseño de todos estos elementos se ha descrito en los capítulos anteriores, ya que son idénticos que los utilizados para la zona atirantada, por ello no redundaremos en la explicación de su diseño.

## 5.5 Elementos especiales

### 5.5.1 Cables y anclajes

#### Descripción

Los cables para la zona atirantada de los puentes de la Calzada Ignacio Zaragoza están formados por un conjunto de torones paralelos entre sí, derivados de los torones tipo pre-fuerzo, con ciertas características especiales (ver fig. 5.5.). El torón tiene un acero grado 270 k, que corresponde a una resistencia última de 270 k-lb/pulg<sup>2</sup> (19000 kg/cm<sup>2</sup>). Los diámetros de los torones más comúnmente utilizados son 1/2" y 0.6". En nuestro caso se decidió utilizar torones con  $\phi = 0.6"$ , por reducir el número de torones que forman cada cable y por lo tanto economizar espacio en el anclaje y reducir los trabajos que se deben realizar durante el tensado y verificación de fuerza en los torones.

Las características primordiales de los torones utilizados se resumen en la siguiente tabla:

Diámetro	$\phi$ (mm)	Area de acero	Fy (kg)	Fu (Kg)
(1/2")	12	1.0 cm <sup>2</sup>	11 000	18 900
(0.6")	15	1.4 cm <sup>2</sup>	15 400	26 500

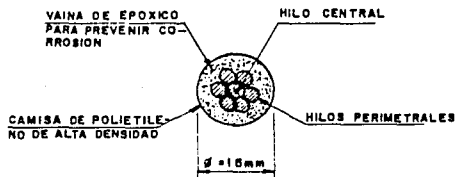


Fig. 5.5.2

Los torones están formados por 6 hilos de acero trenzados alrededor de un hilo central. Este tipo de construcción se denomina 6x1, y es idéntica que la utilizada en el torón de prefuerzo. En la figura 5.5.2 se ilustra como es la sección transversal de un torón típico.

El acero que forma al torón debe cumplir con las siguientes características:

- Alta resistencia a la fatiga
- Alta resistencia a la corrosión
- Sufrir de baja relajación

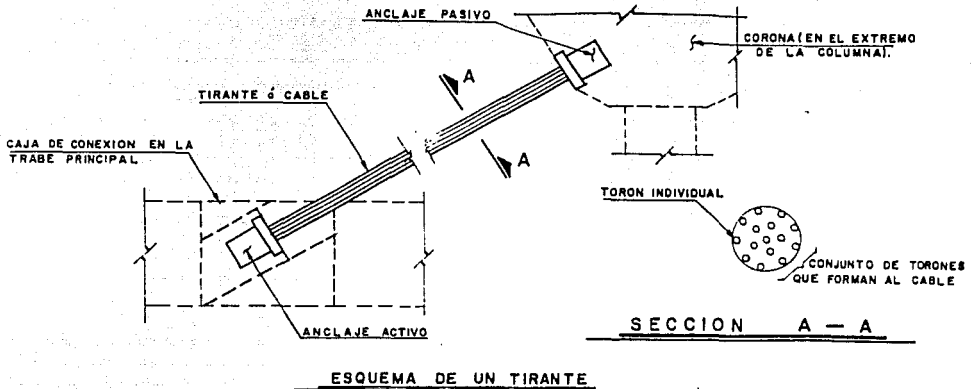


Fig. 5.5.1

La variación de los esfuerzos actuantes en el cable es tan grande que se debe garantizar una resistencia mínima a la fatiga, para  $2 \times 10^6$  ciclos de carga. Un poco más adelante se detalla el estudio del problema de la fatiga en cables y anclajes.

La corrosión es uno de los problemas que más afectan a las estructuras de acero y para el caso de los cables esto se agudiza ya que cada torón está formado por hilos trenzados de manera que se facilita la acumulación de agua en el espacio entre los hilos.

Para prevenir este problema se ha colocado una triple barrera a cada torón, formando lo que se denomina torón autoprotectido. Esta triple protección se explica a continuación: primero, el acero de que están formados los torones es galvanizado, por medio de inmersión en caliente en una solución de zinc; segundo, el conjunto de hilos que forman al torón está rodeado de una cera o brea epóxica que impide la acumulación de agua en el espacio entre hilos; y tercero, todo el conjunto de hilos y brea se encamisa en una vaina de polietileno negro de alta densidad, que lo protege de la intemperie y de la acción ultravioleta de los rayos del sol.

La relajación del acero es un fenómeno que provoca la pérdida del presfuerzo inicial a que está sometido el cable debido a una muy pequeña deformación permanente que sufre después de estar sometido durante un período largo a un esfuerzo importante. Es por ello deseable que el acero que forma a los torones tenga una baja relajación garantizada.

El dispositivo en el que se fijan los torones se denomina anclaje. El anclaje es un cilindro de acero de alta resistencia a través del cual pasan los torones para fijarse en el extremo de éste por medio de cuñas; en ocasiones esta fijación se ve reforzada por medio de un candado o de una resina de alta adherencia que se inyecta en el interior del cilindro y que, una vez fraguada (a los 3 días aproximadamente) alcanza una alta resistencia. (Ver fig. 5.5.3).

Los anclajes por su uso se dividen en pasivos y activos.

Las anclajes pasivos se colocan en el extremo superior de los mástiles, en el lugar específicamente diseñado para ello (en el interior de la corona). Se denominan pasivos porque sirven únicamente para fijar al conjunto de torones.

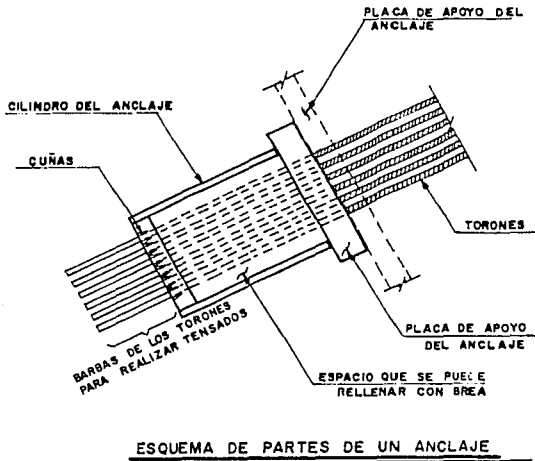


Fig. 5.5.3

Los anclajes activos se colocan en el extremo inferior de los cables donde se unen con las traves longitudinales por medio de las cajas de conexión. El anclaje activo se llama así porque desde él se realizan todas las operaciones de tensado y verificación de fuerzas.

Los sistemas más comúnmente utilizados son los de patente Stronghold, Freyssinett y BBRV. Su función básica es la misma y las diferencias entre ellos consisten en aditamentos o dispositivos especiales. Para los puentes sobre la Calz. I. Zaragoza los sistemas utilizados son de Mexicana de Presfuerzo (tipo Stronghold) y Freyssinett.

La diferencia fundamental entre estos 2 sistemas consiste en que mientras los anclajes de Mexicana de Presfuerzo refuerzan la fijación de los torones mediante la inyección de un epóxico de alta resistencia, en el sistema de Freyssinett la fijación se ve reforzada por medio de candados que aseguran en forma permanente a las cuñas.

La fijación primaria del torón en cualquier sistema de anclaje se realiza por medio de las cuñas. Su funcionamiento es muy sencillo, mientras el torón se encuentra sometido a tensión la cuña oprimirá al torón, ver figura 5.5.4. Esto supone que la fuerza en el torón nunca deberá descender a tal grado que se anule, dado que el torón se descuñaría. Precisamente para evitar este problema se recurre al uso de "refuerzos de fijación", y que en algunos casos son candados o cuñas.

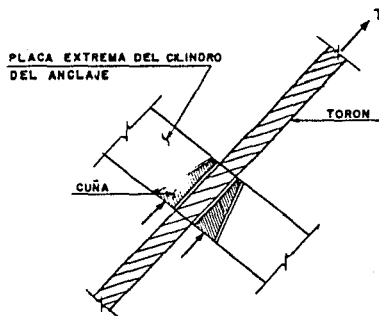


Fig. 5.5.4

El acero que forma a las cuñas es de alta resistencia a la carga estática y a la fatiga. Las concentraciones de esfuerzos máximos ocurren en la zona de las cuñas.

Teóricamente es imposible que un torón llegue a disminuir su tensión a cero ó trabaje incluso a compresión, dado que la tensión por carga muerta nunca es totalmente anulada durante una inversión de esfuerzos y además un cable no tiene la rigidez necesaria para trabajar a compresión.

La decisión de colocar el anclaje activo en el extremo inferior de los cables obedece a que se facilita la realización de los tensados por la parte exterior de las traveses principales y la realización de las operaciones de mantenimiento.

Al igual que los cables, los anclajes deben tener una alta resistencia a la fatiga demostrada mediante pruebas de laboratorio certificadas. En estas pruebas se ensaya un espécimen completo que incluye un anclaje activo, uno pasivo y los torones, de acuerdo a especificaciones establecidas en normas.

El cilindro del anclaje activo es roscado, lo que permite modificar la tensión de todo el grupo de torones que forman a un cable por medio de la regulación de la posición de una tuerca especial con respecto al cilindro del anclaje. La tuerca se apoya en una placa de soporte o en la estructura del puente. Para prever ajustes en la tensión de los cables la posición inicial de la tuerca es exactamente a media longitud roscada. Esta posición posibilita el tensado o destensado en la misma magnitud de fuerza, esto es importante debido a que los movimientos por hundimiento diferencial provocan incrementos o descensos en la tensión de los cables que son proporcionales al valor del movimiento.

#### El problema de la fatiga

La fatiga es la disminución de la resistencia de un elemento después de un número elevado de ciclos de carga. Cada ciclo de carga comprende un esfuerzo máximo y un esfuerzo mínimo, la diferencia entre estos se denomina rango de esfuerzos.

La fatiga involucra variación de esfuerzos en tensión, y también cuando el cambio de esfuerzos es tal que comprende tensión - compresión. Cuando la variación de esfuerzos sólo se lleva a cabo en compresión no se presenta fatiga. Por lo mismo, el problema adquiere mayor importancia en elementos de acero sometidos a variaciones importantes de esfuerzos, como en el caso de partes de puentes o piezas de maquinarias.

En los puentes la carga viva adquiere más importancia que en cualquier estructura convencional, y el problema de la fatiga se hace más serio por la imposibilidad de valuar los efectos de los vehículos con precisión y por la necesidad de diseñar con factores de seguridad más elevados por la relevancia de este tipo de edificaciones.

La fatiga se hace presente principalmente en aquellas zonas donde se tienen cambios bruscos de sección, en las uniones soldadas o en lugares donde se tienen defectos de la estructura, como son socavaciones, grietas, etc.; en suma, en lugares donde se propician concentraciones de esfuerzos.

El problema se puede disminuir evitando cualquiera de las situaciones mencionadas en el párrafo anterior o haciendo menor, en la medida de lo posible, el rango de esfuerzos actuante en el elemento; una forma de hacer esto es incrementando su sección.

#### El problema de la fatiga en los puentes sobre la Calzada I. Zaragoza

En el caso de los puentes sobre la Calz. I. Zaragoza el problema de la fatiga adquirió especial importancia debido a que por tratarse de estructuras ligeras los efectos de la carga viva se hicieron mucho más importantes, principalmente en cuanto a el rango de esfuerzos provocado por los vehículos en movimiento.

La estructura se encuentra sometida a un estado de esfuerzos relativamente pequeño por los efectos de la carga permanente (carga muerta + tensiones adicionales), lo cual nos beneficia para poder tomar los efectos de la fatiga, sobre todo en el caso de los cables, como se mencionará más adelante.

Debido a lo anterior en algunos elementos del puente hubo que incrementar las secciones para disminuir el rango actuante de



esfuerzos, primordialmente en el caso de las traveses sometidas a flexo-compresión y en los cables.

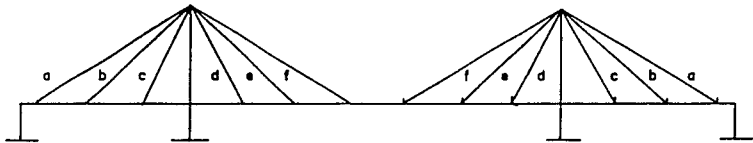
Para mencionar un ejemplo podemos citar el caso de los cables del puente Rojo Gómez. Para dichos cables el área de acero requerido por resistencia es mucho menor que la que se necesita para tener un rango de esfuerzos dentro de lo aprobado por los fabricantes de cables y anclajes.

Se han realizado pruebas que garantizan la resistencia a la fatiga de cables y anclajes para un rango de esfuerzos de 30 kg/mm<sup>2</sup> para 2x10<sup>6</sup> ciclos de carga con un esfuerzo máximo de 0.45 del esfuerzo de ruptura del material (Freyssinet International).

Para los puentes sobre la Calz. I. Zaragoza se estableció un rango máximo de esfuerzos de 25 kg/mm<sup>2</sup> para 2x10<sup>6</sup> ciclos de carga o más, y con un esfuerzo máximo de 0.35 de Fu. Los cables se encuentran sometidos a un esfuerzo por cargas permanentes que no pasa del 25% del esfuerzo de ruptura, lo cual nos beneficia para efectos de fatiga, y los esfuerzos máximos en condiciones de servicio no pasan del 35% de Fu.

Entre menor sea el esfuerzo máximo mayor es el rango de esfuerzos permisibles, pero nunca mayor que 300 MPa (30 kg/mm<sup>2</sup>).

Citaremos los valores de tensión para los cables del puente Rojo Gómez, apoyándonos en la nomenclatura de la fig. 5.5.5.



Vista longitudinal del puente Rojo Gómez.

Fig. 5.5.5.

Puente Rojo GómezHilera central de cables

Cable	As exist	Carga perm:	C.viva máx.(2)	C.viva mín.(1y2)	Combinación máx.	AASHTO mín.
	cm2	ton	ton	ton	ton	ton
a	45	102	83.44	-28.30	185.30	73.70
b	19	45	17.84	0.00	62.84	45.00
c	19	54	24.78	-7.97	78.78	46.00
d	19	60	30.52	-7.23	90.52	52.77
e	19	57	34.36	-2.15	91.36	54.85
f	40	80	68.17	0.00	148.17	80.00

Hilera lateral de cables

Cable	As exist	Carga perm.	C.viva máx.	C.viva mín.	Combinación máx.	AASHTO mín.
	cm2	ton	ton	ton	ton	ton
a	25	49	37.76	-13.49	86.76	35.51
b	12	28	9.38	0.00	37.39	28.00
c	12	22	13.70	-3.96	35.70	18.04
d	12	27	16.78	-3.59	43.78	23.41
e	12	33	18.99	-0.97	51.99	32.03
f	25	41	33.15	0.00	74.15	41.00

As	=	Area de acero existente por cable.
c.p.	=	Carga permanente
CVmáx	=	Carga viva máxima
CVmín	=	Carga viva mínima
C.AASHTO	=	Combinación según las especificaciones AASHTO.

## Notas:

- (1) El signo (-) indica que el cable pierde tensión (se afloja).
- (2) Las tensiones por carga viva no incluyen impacto.
- (3) Incluye la reducción por cargar carriles simultáneos e impacto.

Para dar el área de acero en cada cable se utilizaron torones de 0.6" de diámetro con un As = 1.5 cm<sup>2</sup> /c.

Diseño por resistencia

Las especificaciones de la PTI y la FIP indican que se puede diseñar cables de acero trabajando hasta con 0.45 de  $F_u$ .

$$\begin{aligned}
 F_t &= 0.45 F_u \\
 F_u &= 18\,000 \text{ kg/cm}^2 \\
 &\text{(En realidad se puede tomar } F_u = 18,600 \text{ kg/cm}^2, \\
 &\text{pero se reduce por efecto del galvanizado, etc. La} \\
 &\text{EURONORM especifica } F_u = 17,700 \text{ kg/cm}^2) \\
 F_t &= 0.45 \times 18,000 = 8,100 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Hilera central

Cable	As nec. por resistencia
a	26.00 cm <sup>2</sup>
b	8.50
c	10.60
d	12.30
e	12.55
f	20.80

Hilera lateral

Cable	As nec. por resistencia
a	12.11 cm <sup>2</sup>
b	5.00
c	5.00
d	6.00
e	7.12
f	10.40

Diseño por fatiga

Ejemplificaremos el diseño por fatiga en los cables más representativos.

Hilera central

Cable a Area de acero = 45 cm<sup>2</sup>

$$\begin{aligned}
 F_{\text{máx}} &= 185.44 \text{ ton} & F_{\text{mín}} &= 73.70 \text{ ton} \\
 \sigma_{\text{máx}} &= 4120 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_{\text{mín}} &= 1638 \text{ kg/cm}^2 \\
 \Delta\sigma &= 2482 \text{ kg/cm}^2 & &= 25.0 \text{ kg/mm}^2
 \end{aligned}$$

Cable f Area de acero = 40 cm<sup>2</sup>

$$\begin{aligned}
 F_{\text{máx}} &= 148.17 \text{ ton} & F_{\text{mín}} &= 80.00 \text{ ton} \\
 \sigma_{\text{máx}} &= 3704 \text{ kg/cm}^2 & \sigma_{\text{mín}} &= 2000 \text{ kg/cm}^2 \\
 \Delta\sigma &= 1704 \text{ kg/cm}^2 & &= 17.0 \text{ kg/mm}^2
 \end{aligned}$$

Hilera lateral

Cable a Area de acero = 25 cm<sup>2</sup>  
 $F_{\text{máx}} = 86.76 \text{ ton}$                        $F_{\text{mín}} = 35.51 \text{ ton}$   
 $\sigma_{\text{máx}} = 3470 \text{ kg/cm}^2$                        $\sigma_{\text{mín}} = 1420.4 \text{ kg/cm}^2$   
 $\Delta\sigma = 2050 \text{ kg/cm}^2 = 20.5 \text{ kg/mm}^2$

Cable f Area de acero = 25 cm<sup>2</sup>  
 $F_{\text{máx}} = 74.15 \text{ ton}$                        $F_{\text{mín}} = 41.00 \text{ ton}$   
 $\sigma_{\text{máx}} = 2966 \text{ kg/cm}^2$                        $\sigma_{\text{mín}} = 1640 \text{ kg/cm}^2$   
 $\Delta\sigma = 1326 \text{ kg/cm}^2 = 13.3 \text{ kg/mm}^2$

Como podemos ver en los ejemplos anteriores, el área de acero necesaria para cada cable por fatiga es superior que la requerida por resistencia. En el caso del cable "a" para la hilera central, podemos comparar que:

(Ar) Area de acero necesaria por resistencia = 26 cm<sup>2</sup>  
 (Af) Area de acero necesaria por fatiga = 45 cm<sup>2</sup>

Ar/Af = 0.57 o Af/Ar = 1.73, Prácticamente se duplicó el área de acero requerida para ese cable.

El caso de los demás cables es mucho menos crítico (cables b, c, d, e y f); pero los cables "a" para las hileras central y laterales son los más importantes para la estructura, ya que ellos sirven para fijar la estructura al apoyo que funciona como anclaje para tensión.

Podemos ver en los cuadros de tensiones para cables que el esfuerzo permanente a que se encuentran sometidos es muy pequeño, y aún la condición de carga máxima también lo es, esto es benéfico para la seguridad de la estructura.

a) La fatiga en cables y anclajes

Los fabricantes de cables y anclajes han realizado numerosos estudios y pruebas de laboratorio para verificar el comportamiento de los sistemas de tirantes ante fatiga.

Generalmente limitan el esfuerzo máximo a un 40% ó 45% del esfuerzo de ruptura del material, el porcentaje es menor que aquel que se utiliza en estructuras normales de acero por los problemas de fatiga que se han descrito.

En algunos casos, especialmente para puentes con tableros de concreto, un riguroso análisis de deformabilidad y fatiga, puede incrementar el esfuerzo máximo admisible hasta el 50% del esfuerzo de ruptura, pero esto no ha sido comprobado totalmente por medio de pruebas de fatiga.

Generalmente los fabricantes grafican curvas de Wohler y de ellas deducen diagramas de Smith, que muestran el comportamiento a la fatiga del material.

En las siguientes figuras se muestran gráficas de Wohler y de Smith correspondientes a torones aislados y a cables compuestos por torones.

fig. 5.5.6 Curva típica de Wohler deducida a partir de una prueba de fatiga realizada en el laboratorio de la Universidad de Copenhague. En esta gráfica se aprecia que un hilo de acero de sección circular maciza tiene una resistencia a la fatiga mayor que un grupo de hilos trenzados, a esto se le conoce como "efecto de grupo" y tiende a disminuir la resistencia del conjunto de hilos o de torones. La resistencia a la fatiga de un cable formado por 7 torones y la de un torón es casi la misma para  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, y a partir de este punto conforme aumenta el número de ciclos la resistencia a la fatiga del conjunto de torones es menor que la de un torón simple.

Fig. 5.5.7 Curva de Wohler comparativa entre un torón sencillo de 15 mm de diámetro y un cable formado por torones y anclajes. En esta gráfica se vuelve a apreciar el "efecto de grupo", la resistencia a la fatiga de un torón sencillo es mayor que la de un conjunto de torones con sus anclajes. Además mientras aumenta el esfuerzo máximo de trabajo del torón la resistencia a la fatiga disminuye.

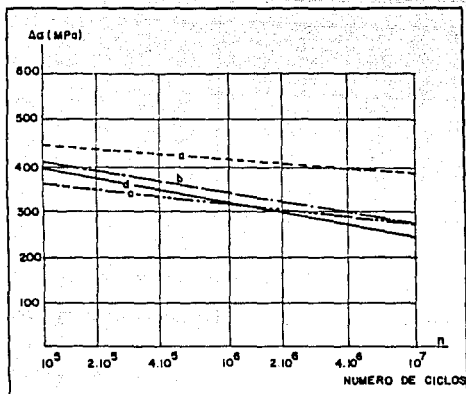


FIG. 5.5.6 CURVA TÍPICA DE WÖHLER DEDUCIDA APARTIR DE UNA PRUEBA DE FATIGA.

- ALAMBRE SIMPLE  $\phi = 7$  mm
- CABLE CON 19 ALAMBRES
- TORÓN SENCILLO  $\phi = 15$  mm
- CABLE CON 7 TORONES  $\phi = 15$  mm

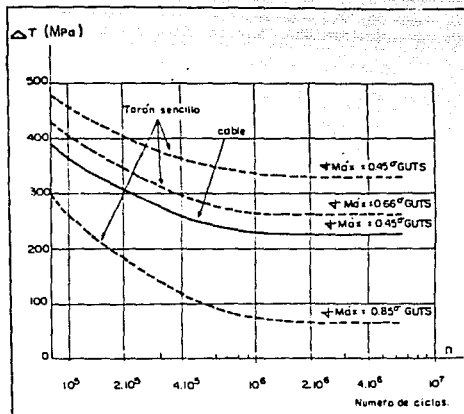


Fig. 5.5.7 Curva de Wohler comparativa entre un torón sencillo y un cable completo con anclajes.

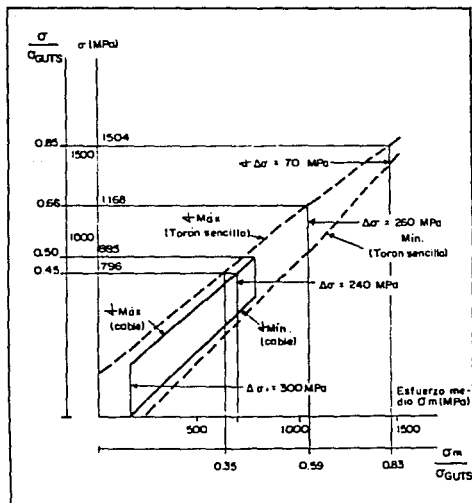


Fig. 5.5.8 Diagrama comparativo de Smith entre un torón sencillo y un cable completo, para  $2 \times 10^6$  ciclos de carga.

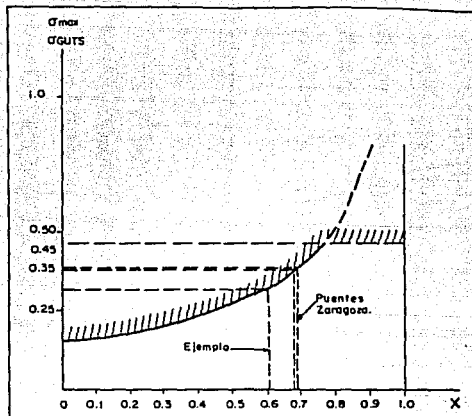


Fig. 5.5.9 Esfuerzo máximo en función de  $X = \frac{\Delta \pm z}{\Delta \pm \text{máx}}$

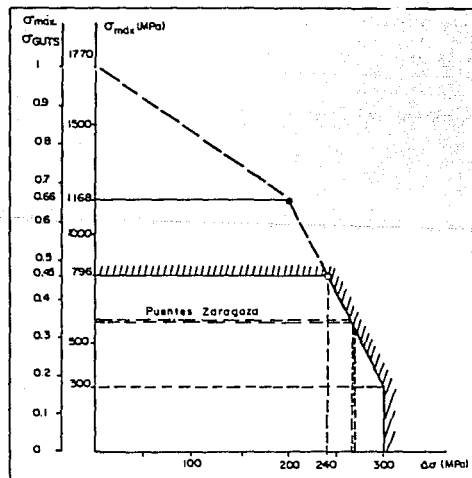


Fig. 5.5.10 Esfuerzo máximo en función de  $\Delta \pm z$   $\pm \text{Máx.} - \pm \text{mín.}$

Fig. 5.5.8 Diagrama comparativo de Smith entre un torón sencillo y un cable completo, para  $2 \times 10^6$  ciclos de carga. El diagrama muestra nuevamente como la resistencia a la fatiga de un torón aislado es mayor que la de un conjunto de torones que forman un cable. Además indica como, para  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, la resistencia a la fatiga ( $\Delta \sigma$ ), disminuye mientras aumenta el esfuerzo medio o el esfuerzo máximo a que se somete al elemento; observe como la resistencia a la fatiga para un cable que trabaja con un esfuerzo máximo de  $0.45$  de  $F_u$  tiene una resistencia a la fatiga de  $300$  MPa.

Fig. 5.5.9 Gráfica derivada del diagrama de Smith; indica el esfuerzo máximo a que se puede someter un cable en función del esfuerzo máximo y del esfuerzo mínimo (rango de esfuerzos), para  $2 \times 10^6$  ciclos de carga. En la gráfica se indican los valores obtenidos para los puentes de la Calzada Ignacio Zaragoza en los cables críticos. A continuación ilustraremos el uso de esta gráfica.

Area del cable  $30 \text{ cm}^2$

Fuerza máxima en el cable =  $135\,000 \text{ kg}$

Fuerza mínima en el cable =  $81\,000 \text{ kg}$

Esfuerzo máximo =  $4\,500 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo mínimo =  $2\,700 \text{ kg/cm}^2$

$$X = \frac{2700}{4500} = 0.6$$

De acuerdo con la tabla de la fig. 5.5.9 el esfuerzo máximo a que se puede someter al cable para  $X = 0.6$  es aproximadamente  $0.30 F_u$ .

$4500 \text{ kg/cm}^2 = 0.25 F_u$ , por lo tanto el área del cable es adecuada.

Fig. 5.5.10 Diagrama derivado del diagrama de Smith. Esfuerzo máximo en función de  $\Delta \sigma$  (para  $2 \times 10^6$  ciclos de carga). El diagrama indica como el rango permisible de esfuerzos aumenta conforme disminuye el esfuerzo máximo a que está sometido un cable. Para nuestro caso los cables trabajan con un esfuerzo máximo de  $0.45 F_u$  ( $F_u$  es la resistencia de ruptura del cable), lo que permite admitir una variación de esfuerzos hasta de  $270$  MPa.

La revisión de los efectos de la fatiga y la garantía de resistencia de los cables y anclajes es tan importante que para



puentes sobre la Calz. Ignacio Zaragoza se exigió la realización y certificación de una prueba de resistencia a la fatiga.

La prueba se realizó en las instalaciones de la Universidad de Texas A y M en los Estados Unidos de América. Consistió en ensayar un espécimen formado por un anclaje activo, uno pasivo y 12 torones de 0.6" de diámetro cada uno. La longitud total del modelo de tirante fue de 3.0 m. El modelo se acopló a una máquina de carga dinámica especial para ensayos de fatiga, la máquina es capaz de aplicar varios millones de ciclos de carga al espécimen. Cada ciclo de carga consiste en aplicar primero la carga mínima y fracciones de segundo después la carga máxima, para inmediatamente después volver a la carga mínima, este proceso se repitió 2 millones de veces. El modelo y la aplicación de la prueba se diseñaron de manera que fuera representativo del comportamiento normal de un tirante típico para alguno de los puentes sobre la Calz. Zaragoza. Debido al número de ciclos de carga que es necesario y a lo sofisticado de la prueba, el ensayo se prolongó por varios días, verificando el comportamiento del modelo paso a paso mientras transcurre la prueba. Cada 100 000 ciclos de carga se realizan gráficas esfuerzo-deformación del espécimen y se verifican sus condiciones. Para que el ensayo sea aprobado no deben romperse más de 2 torones y los anclajes no deben acusar deformaciones permanentes. Al finalizar el ensayo dinámico se realiza una prueba estática cargando al espécimen hasta con un 85% de su resistencia a la ruptura, también este último requisito debe satisfacerse para garantizar la resistencia a la fatiga. Por último el espécimen se desarma y se verifica el estado de cada una de sus partes, revisando la existencia de agrietamiento o deformación.

El diseño por resistencia a la fatiga adquirió tal relevancia que las áreas de acero obtenidas mediante el diseño por carga estática tuvieron que ser en algunos casos duplicadas para poder cumplir con los requisitos para fatiga.

Las normas europeas DIN establecen que en puentes que sirven para caminos principales los elementos se revisarán a la fatiga para un número mínimo de  $2 \times 10^6$  ciclos de carga; y específicamente en los cables de puentes atirantados el rango actuante de esfuerzos se limitará a  $19 \text{ kg/mm}^2$  (190 MPa), cuando se trabaja con un esfuerzo máximo de 0.45 de Fu.

Las normas americanas de la FIP y el PTI son un poco menos conservadoras para ensayos de fatiga aceptando hasta 22 ó 23  $\text{kg/mm}^2$  con  $2 \times 10^6$  ciclos de carga.

Por lo anterior y observando las gráficas presentadas en las figuras 5.5.6 a 5.5.10, podemos concluir que:

"El hecho de que los cables trabajen en esfuerzos máximos muy bajos (del orden del 25 al 35% de  $F_u$ ) los coloca en una posición ventajosa ya que permite admitir un rango de esfuerzos más amplio para resistencia por fatiga. De acuerdo con los estudios realizados se podría aceptar un rango hasta de  $30 \text{ kg/mm}^2$ . Para los puentes de la Calz. Zaragoza se estableció como límite  $25 \text{ kg/mm}^2$ , los cuales resultan además muy conservadores en virtud de la improbabilidad de que se presente la combinación de cargas que produce la máxima intensidad de esfuerzos en los cables."

Para determinar el número de ciclos a que se verá sometido algún elemento del puente se toma en cuenta el tránsito diario promedio sobre el mismo. De este tránsito promedio se consideran únicamente aquellos vehículos pesados que corresponden aproximadamente al vehículo de diseño de las normas. Se toma en cuenta además un factor de expansión que considera el incremento esperado del tránsito vehicular durante la vida útil del puente.

Por último mencionaré los efectos de la fatiga en los anclajes. Como ya se mencionó la fatiga se hace más crítica en aquellos lugares donde ocurren concentraciones de esfuerzos. Por ello una de las zonas más afectadas es la de las cuñas. Estas deben diseñarse en forma especial para disminuir los efectos de la fatiga, en ocasiones las cuñas presentan dientes en la zona de contacto con el torón. Experimentos han demostrado que ello contribuye a distribuir los esfuerzos. En algunos sistemas se inyecta resina epóxica en el interior del anclaje para que, al trabajar la adherencia entre el torón y la resina, se disminuyan los efectos del acuñamiento y por lo tanto los esfuerzos se distribuyan.

#### b) El problema de la relajación del acero

Cualquier acero presforzado o postensado que se ve sometido a una acción permanente de tensión, al pasar el tiempo pierde exponencialmente la tensión inicial. Esta propiedad se conoce como "relajación del esfuerzo de tensión" y es un valor determinado por las características físicas y químicas del acero del acero empleado, y se considera en el diseño de estructuras presforzadas.

En forma general se puede definir a la relajación como la pérdida del esfuerzo inicial que sufre cualquier elemento, debido a la deformación que experimenta después de estar sometido a la acción de una carga permanente. La relajación tiene especial importancia en estructuras donde intervienen cables, por la

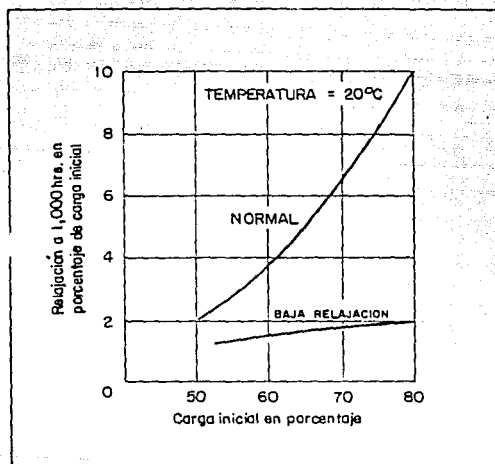


Fig. 5.5.11 Curva de relajación del acero.

posible pérdida del presfuerzo y la deformación asociada a la disminución de tensión en los torones.

En el caso de puentes atirantados el problema de la relajación se presenta en forma distinta que en un elemento presforzado. La pérdida de tensión puede ocasionar deformaciones y pérdida en las tensiones iniciales.

Para evitar este comportamiento se utiliza acero de baja relajación en los torones que forman a los cables. Mientras que el acero normal se alarga un 7% después de estar sometido a una carga constante igual al 70% de su carga de ruptura después de 1000 horas con temperatura constante (20°C), el acero de baja relajación se alarga sólo un 2.5%, pero para esfuerzos bajos (menores o iguales que el correspondiente al 50% del esfuerzo de ruptura) la relajación es mínima (menor del 2% en el caso más desfavorable -acero normal-). Aunque este tipo de acero de baja relajación se usó en los tirantes de los puentes sobre la Calz. I. Zaragoza éstos trabajan con cargas permanentes muy bajas y con esfuerzos máximos también muy bajos (entre el 20 y 25% de su esfuerzo de ruptura). En rangos tan bajos de esfuerzos el fenómeno de relajación es insignificante. En la fig. 5.5.11 se muestra este efecto, las curvas que relacionan la carga inicial (expresada en un porcentaje de la carga última), con la relajación convergen para valores de esfuerzos pequeños.

#### c) El problema de la vibración

Existen dos tipos de vibración que se presentan en los puentes atirantados.

- a. La vibración general del tablero provocada por el paso de la carga viva, la fuerza del viento, o sismo.
- b. La vibración local de los tirantes producida por la carga viva o el viento.

Debido a la ligereza de la estructura y a su flexibilidad es muy fácil provocarle deformaciones grandes en lapsos breves de tiempo, y por lo tanto inducir vibración del tablero una vez que la carga viva ha pasado. El efecto del viento es poco importante para los puentes de la Calz. Zaragoza, pero la vibración provocada por el paso de la carga viva es un efecto al que se deberá acostumbrar la gente que circule sobre el puente ya que se trata de estructuras más deformables que una edificación común.

En los puentes atirantados el tráfico y el viento pueden en ciertos casos, inducir vibración en los cables. Debido a la

pobre capacidad de amortiguamiento de los tirantes y el rango tan amplio de esfuerzos puede provocar daños por fatiga en los tirantes, principalmente en la zona de anclajes.

Un estudio reciente acerca de puentes atirantados muestra que los tirantes sufren un daño mas temprano debido a la vibración que aquel que corresponde a la vida de diseño de la estructura. Por ello, en cables encamisados en tubos de polietileno e inyectados con lechadas o resinas se pueden crear problemas graves de corrosión en las zonas cercanas a los anclajes debido al agrietamiento del material de protección. Además la vibración produce esfuerzos locales de flexión cerca de la zona de anclajes, los cuales pueden provocar daño y la ruptura de algunos hilos.

### Fuentes de vibración

Las principales fuentes de vibración son, por un lado, el viento que crea un empuje periódico o irregular y fuerzas de succión debidas a efectos de vórtice, y por otro lado, los movimientos de los cables unidos a los mástiles o al tablero debido a la acción del tránsito y del viento sobre la estructura.

De hecho, es el viento el que provoca, directa ó indirectamente, la más grande y durable amplitud de vibraciones.

Para ciertas direcciones de viento, en particular aquellas formando un ángulo pequeño con respecto al eje longitudinal del viento, el empuje y la succión combinadas con vórtices pueden inducir vibraciones periódicas de los cables, o vibración irregular cuando se combina con turbulencia del viento.

Un fenómeno similar puede ocurrir cuando masas de aire atraviesan transversalmente al tablero, cuando la frecuencia del vórtice excitador es cercana a la frecuencia natural de vibración de la estructura, en particular a la frecuencia torsional, el tablero puede quedar sujeto a una combinación de elevamiento y torsión comunmente llamado "aleteo".

Este fenómeno es ahora bien conocido y los diseñadores toman las precauciones necesarias (en el perfil del tablero, instalación de deflectores, etc.) para limitar la amplitud del movimiento a niveles aceptables. De cualquier forma, aún para amplitudes pequeñas, este movimiento periódico del tablero, y por lo tanto, de su unión con los cables, puede inducir la vibración de los tirantes.

Los movimientos de los soportes de los tirantes se pueden descomponer en transversales y longitudinales.

Cuando la frecuencia predominante de excitación de los soportes es cercana a la frecuencia natural del cable (para movimientos transversales) o el doble de ella (para movimientos longitudinales), una gran amplificación dinámica cercana a la resonancia ocurre creando un gran pandeo al medio del claro del tirante.

La frecuencia natural fundamental del cable se puede obtener con la fórmula:

$$f = \frac{1}{2L} \sqrt{\frac{T}{P}}$$

En donde:

f = Frecuencia natural fundamental del cable  
 L = Longitud del tirante  
 T = Tensión en el tirante  
 P = Peso por unidad de longitud

Ahora llamemos "a" a la amplitud del movimiento excitador y "W" a la amplitud de la vibración del tirante al medio del claro.

Para movimiento longitudinal de los soportes:

$$W = \frac{2}{\pi} \sqrt{aL}$$

y W se limita a valores pequeños si "a" es pequeña.

Por ejemplo: Asumiendo que "a" = 2 cm y L = 205 m.

Entonces W es, en su máximo, para movimientos longitudinales:

$$W = \frac{2}{\pi} \sqrt{0.02 \times 205} = 1.28 \text{ m}$$

Para movimientos transversales, la relación es:

$$W = \frac{2a}{\pi \beta}$$

Donde  $\beta$  es el factor de amortiguamiento del cable. Como ya se mencionó, la capacidad de amortiguamiento de los cables es pobre, y valores del factor de amortiguamiento  $\beta = 10^{-3}$  son comunes. Para el mismo ejemplo indicado arriba tenemos:

$$W = \frac{2 \times 0.002}{\pi \times 0.001} = 12.73 \text{ m}$$

Esta amplitud es por supuesto inaceptable (de hecho es una amplitud que no puede ser obtenida en la realidad).

### Factor de amortiguamiento

Ahora explicaremos más a detalle el significado del factor de amortiguamiento.

En una vibración amortiguada la amplitud se decreta de acuerdo a una ley exponencial, que se puede escribir:

$$\frac{W_{n+1} + 1}{W_n} = e^{2\pi\beta}$$

donde  $W_{n+1}$  y  $W_n$  son dos amplitudes consecutivas.

Tomando logaritmos:

$$\ln \frac{W_{n+1} + 1}{W_n} = 2\pi\beta$$

El término  $\ln \frac{W_{n+1}}{W_n}$  es llamado "el decremento logarítmico".

El factor  $\beta$  es igual al "decremento logarítmico" dividido entre " $2\pi$ " y es llamado "factor de amortiguamiento" del sistema oscilante.

El factor de amortiguamiento de tirantes puede variar desde  $10^{-5}$  hasta  $10^{-4}$  para tirantes envueltos en lechada, y de  $1.5 \times 10^{-3}$  hasta  $3 \times 10^{-3}$  para tirantes flexibles (encamisados en vainas de plástico o recubrimientos similares).

### Disminución de la vibración

En vista de lo anterior es claro que se debe mantener el nivel de vibración de los tirantes lo más bajo posible, lo cual es posible de varias formas, por ejemplo:

- Cambiando la frecuencia natural de los tirantes por medio de cables transversales que los unan entre sí. Esto cambia la longitud de vibración de los tirantes y los aparta de la frecuencia de resonancia. Esta solución es muy efectiva, a pesar de ser cara y delicada en su instalación, ha sido usada en algunos puentes grandes.

Este sistema es previsto en el puente de Normandía, por ejemplo.

- Reduciendo las vibraciones provocadas por el tráfico por medio de un adecuado mantenimiento de las superficies de rodamiento y las juntas, y además limitando la velocidad, el peso y el número de vehículos.

En muchos casos la manera mas efectiva de incrementar la capacidad de amortiguamiento de los tirantes es por medio de amortiguadores que, por razones estéticas y tecnológicas, son colocados cerca de los anclajes.

Algunas veces el término "amortiguador" es usado impropriamente para designar un anillo deslizante, generalmente hecho de elastómero, colocado alrededor del tirante muy cerca de su extremo. El soporte del mismo es también anular y va conectado a la estructura. Este aditamento es muy efectivo para reducir los efectos de flexión del cable en el anclaje, pero su eficiencia como amortiguador de vibración es pobre, como se ha demostrado recientemente en las pruebas de vibración de tirantes realizadas para el puente Annacis en Canadá.

Para ser más efectivo un amortiguador debe ser de tipo viscoso. Ese tipo de amortiguador ha sido instalado, por ejemplo, en los puentes Brotonne (Francia), Coatzacoalcos (México) y Sunshine Skyway (EUA). En todos los casos los amortiguadores son de modelo "automotivo", y son conectados al tablero por medio de un marco de acero ligero. A pesar de su efectividad estos amortiguadores absorben energía en sólo una dirección. Para obtener un efecto multidireccional se deben ensamblar varios amortiguadores.

### Los amortiguadores

Los efectos de la vibración en los tirantes debida a viento o a carga viva se reducen colocando amortiguadores cerca de sus extremos.

El amortiguador utilizado para los tirantes de los puentes sobre la calzada Ignacio Zaragoza es de patente francesa y consiste en:

- Un cuerpo anular de acero, formado por secciones en U colocadas en forma radial, abiertas por su parte exterior, rigidamente conectados con el tirante.



- Un pistón anular, el cual es encasillado dentro del cuerpo de acero. Todo el conjunto es sellado con un material viscoso.
- Un dispositivo rígido de unión entre el pistón anular y la estructura consistente en tubos rigidizados de gran diámetro fijados a la estructura en la zona de anclaje.

En la siguiente figura se muestra el dispositivo de amortiguamiento completo.

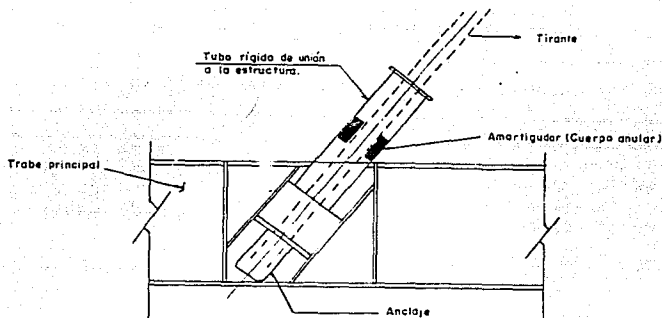


Fig.5.5.12

Cuando el tirante vibra, el efecto del amortiguamiento resulta de la disipación de energía debida a la deformación del material confinado en el amortiguador para seguir al movimiento impuesto por el tirante.

El amortiguador es diseñado para que pueda ser instalado en cualquier tipo de tirante, incluso en aquellos que ya existen en el lugar.

Diversos materiales han sido probados, con resultados que conviene mencionar: el factor de amortiguamiento de un tirante formado por 53 torones ( $\phi = 15$  mm) de 147 m de longitud se incrementó de  $1.35 \times 10^{-3}$  sin amortiguador, a  $21.8 \times 10^{-3}$  con un amortiguador del tipo descrito.

En otras palabras, el tiempo requerido para que la amplitud máxima disminuya a un 5% de su valor es de 18 segundos con el amortiguador, y de 4 minutos y 30 segundos sin él.

### Efectos de flexión y tensión

Los tirantes se ven sujetos a cargas que inducen esfuerzos axiales y de flexión. Los esfuerzos de flexión son despreciables en la longitud libre pero se incrementan en los extremos. De hecho, un anclaje de tirante, que es teóricamente una junta articulada es en realidad un punto fijo (empotrado).

Consecuentemente, una variación de la tensión en el tirante, produce una distorsión que introduce esfuerzos de flexión en la zona de anclaje (ver fig. 5.5.13).

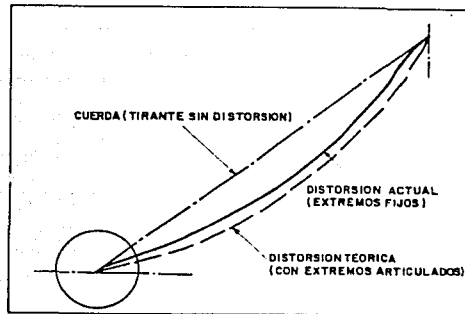


Fig.5.5.13 DISTORSION DE UN TIRANTE.

De la misma manera, la oscilación debida a viento, y la deflexión del tablero bajo las cargas aplicadas, generan esfuerzos de flexión los cuales se suman a los esfuerzos axiales previamente mencionados, lo anterior induce a que se necesiten arreglos especiales para resistir los efectos de la fatiga.

Analizando los esfuerzos de flexión inducidos, el valor del momento flexionante en el tirante puede obtenerse para cualquier punto "x" distante a partir del anclaje, como una función del ángulo " $\alpha$ " entre la tangente al extremo fijo y la tangente con respecto a la distorsión (ver fig. 5.5.14).

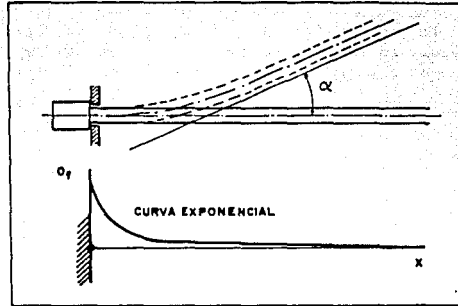


Fig. 5.5.14 CABLE DISTORSIONADO EN SU EXTREMO Y SU CORRESPONDIENTE ESFUERZO DE FLEXION EN TERMINOS DE  $\alpha$

$$M = \alpha \sqrt{E I F x e^{-Kx}}$$

y

$$K = \sqrt{F / EI}$$

donde:

F = Fuerza en el tirante  
 E = Módulo de elasticidad del acero que forma al cable  
 I\* = Inercia del tirante

\* La inercia a ser considerada es:

- n veces la inercia de cada uno de los n alambres o hilos que forman al cable, cuando cada uno sea independiente del otro, esto sucede cuando los cables son inyectados con un producto flexible dentro de una camisa, o cuando los cables se protegen en forma individual.
- ó la inercia del grupo entero de hilos que constituyen a un cable, cuando estos son unidos por medio de un producto adhesivo, como un cementante por ejemplo.

Los esfuerzos por flexión correspondientes son iguales a:

$$F = 2 \alpha \frac{d}{4i} \sqrt{E \sigma_T e^{-Kx}}$$

donde  $i$  = radio de giro que corresponde al diámetro  $d$

$\sigma_T$  = Esfuerzo axial en el tirante =  $F/A$ , donde  $A$  = área del tirante

$$K = \sqrt{\frac{F}{I}}, \text{ por lo tanto } K = \frac{1}{i} \sqrt{\frac{\sigma_T}{E}}$$

$d^{**}$  = Diámetro de referencia

El diámetro a ser considerado es:

- El diámetro de cada uno de los alambres constituyentes, cuando los alambres del cable son independientes uno del otro, por ejemplo, en cables inyectados con alguna protección flexible.
- o, el diámetro del grupo de alambres constituyentes, cuando ellos estén unidos por medio de algún adhesivo rígido, por ejemplo, algún cementante.

Si se asume una sección transversal circular uniforme para el tirante, entonces:

$$\sigma_F = 2 \alpha \sqrt{E \sigma_T e^{-Kx}} \quad (\text{para este caso, } i = d/4)$$

A partir del valor máximo  $\sigma_{F \text{ máx}}$  en el extremo fijo,  $\sigma_F$  disminuye exponencialmente:

$$\sigma_F = \sigma_{F \text{ máx}} \times e^{-Kx}$$

donde  $\sigma_{F \text{ máx}} = 2 \alpha \sqrt{E \sigma_T}$  = esfuerzo de flexión de referencia

Para ángulos de deflexión del orden de  $10^{-2}$  hasta  $10^{-3}$  radianes, entonces:

$$\begin{aligned} \text{Cuando } E &= 200\,000 \text{ MPa} \\ &= 500 \text{ Mpa} \\ \text{Para } \alpha &= 10^{-3} \\ \text{Para } \alpha &= 10^{-2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{F \text{ máx}} &= 20 \text{ MPa} \\ \sigma_{F \text{ máx}} &= 200 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Por lo anterior la variación de  $\sigma_F$  para rotaciones restringidas en el extremo fijo puede ser del mismo orden de magnitud que la variación de esfuerzos axiales.

Tomando en cuenta esta observación es recomendable seguir una serie de pasos para reducir al mínimo los esfuerzos por flexión en la zona del anclaje.

Un refuerzo local del tirante por medio de un tubo de espesor adecuado, ligado a los cables, es una de varias soluciones. Otro método, también efectivo y económico, consiste en pasar al cable a través de una guía situada a una distancia  $l$  a partir del anclaje.

De esta forma la reducción en el esfuerzo por flexión es considerable, siempre que la distancia sea lo suficientemente grande, comparada con el diámetro del cable ( $d$ )

La fig. 5.5.15 muestra los valores del coeficiente de reducción  $\beta_A$  ( $A$  = anclaje) y  $\beta_G$  ( $G$  = guía).

Para una relación  $l/d = 30$ , los esfuerzos de flexión en la zona del anclaje llegan a ser de sólo el 10% de los esfuerzos de flexión de referencia  $\sigma_f$  máx y la reducción del esfuerzo en la zona de la guía es de aproximadamente 50%.

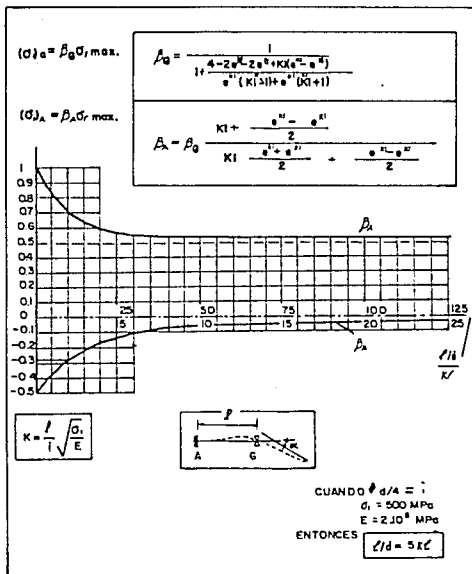


Fig. 5.5.15 COEFICIENTES DE REDUCCION

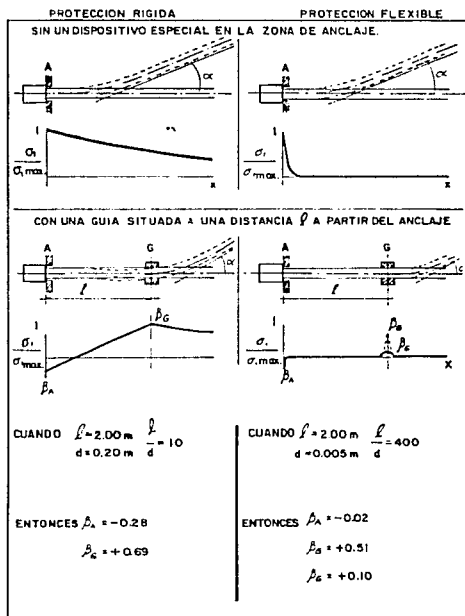


Fig. 5.5.16 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS DE FLEXION DE ACUERDO AL TIPO DE PROTECCION.

La fig. 5.5.16 muestra dos casos de distribución de esfuerzos por flexión.

- La primera corresponde a un tirante compuesto de hilos unidos (por medio de un cementante rígido). En dichas fórmulas  $d$  puede tomarse como el diámetro externo (20 cm aprox.), donde la guía se ha colocado a 2 m a partir del anclaje.

En este caso  $l/d = 10$  y el valor residual del esfuerzo de flexión en la guía es de cerca del 69% del esfuerzo de referencia. Este valor podría ser más reducido por medio de un refuerzo local del tubo protector.

- El segundo caso corresponde a un tirante compuesto por cables independientes (por ejemplo, protegidos por algún medio flexible), donde  $d$  puede tomarse como el diámetro de cada hilo constituyente (de 0.015 m para un cable de 15 mm de diámetro), y donde la guía está colocada a 2.0 m a partir del anclaje.

En este caso  $l/d = 400$ , y los esfuerzos por flexión en la zona de la guía son del 51% del esfuerzo de referencia, el cual puede ser considerablemente reducido usando una guía de longitud adecuada.

Este breve análisis muestra que, sin precauciones especiales, los esfuerzos por flexión son muy grandes con respecto a los esfuerzos únicamente axiales y que es necesario proveer dispositivos especiales capaces de reducirlos considerablemente.

### 5.5.2 Apoyos de Neopreno

Para apoyar a las traveses principales del puente sobre los marcos de concreto se colocan entre ellos piezas de neopreno que transmiten la carga de las traveses al marco.

Estos apoyos son dispositivos que en muchos casos sustituyen a los apoyos comunes hechos de placas para deslizamiento, rodillos, etc., que se han venido utilizando como apoyos para traveses de puentes.

Los apoyos de neopreno para puentes son elementos que constan de una placa (o más) de hule de 1.27 cm de espesor colocadas entre dos placas de acero estructural que se fabrican en forma vulcanizada integral, de tal manera que finalmente el apoyo sea de una sola pieza.

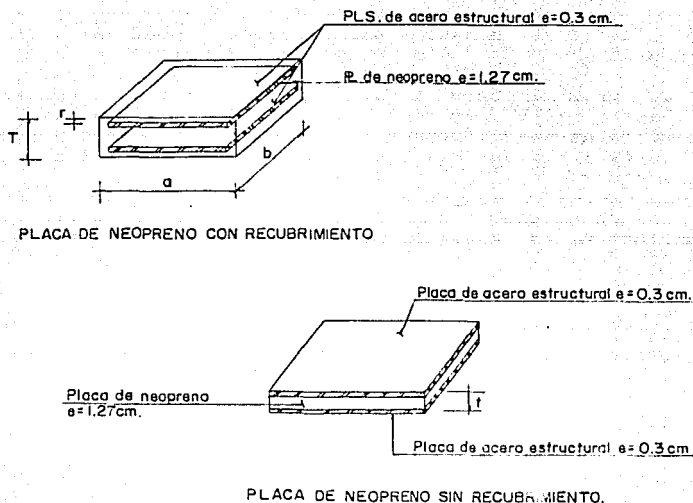


Fig. 5.5.2.1.

La ventaja de utilizar este tipo de apoyos con respecto a los apoyos comunes es que los de neopreno son económicos, efectivos y no requieren conservación.

Estos dispositivos se colocan entre la trabe y la corona de la pila ó estribo. Cuando la viga se dilata o contrae, la placa de neopreno se deforma produciéndose en ella esfuerzo cortante. No hay movimiento de deslizamiento entre la placa y la viga ó entre la placa y la pila o estribo, por la fricción entre el neopreno y estos materiales.

La resistencia del neopreno a la compresión es más que suficiente para soportar cargas de puentes. El apoyo de neopreno puede soportar cargas a la compresión de hasta  $70 \text{ kg/cm}^2$ .

La resistencia del neopreno al deterioro por intemperismo es marcadamente superior al hule natural y a cualquier otro hule sintético.

Los apoyos de neopreno se diseñan para soportar las cargas del puente y para permitir desplazamientos y giros esperados.

En la fig. 5.5.2.1 se muestra la forma típica de un apoyo de neopreno con el espesor mínimo.

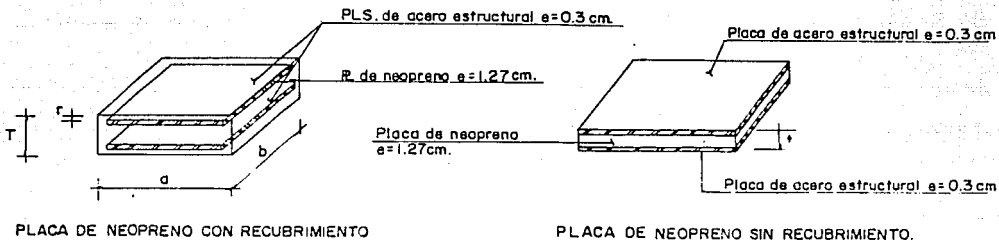


Fig. 5.5.2.1.

Para la fig. anterior:

- $r$  = Recubrimiento de neopreno. Se emplea cuando se pretende proteger al acero inicial o final, generalmente su espesor es de 3 mm.
- $t$  = Espesor efectivo de la placa de neopreno ( $t = 1.27$  cm generalmente).
- $T$  = Espesor total del apoyo, el cual depende del número de placas intermedias que lo componen.
- $a$  = Ancho del apoyo, paralelo al sentido longitudinal de la estructura.
- $b$  = Largo del apoyo, ortogonal al sentido longitudinal de la estructura.

Para el diseño de los apoyos de neopreno se deben considerar los siguientes parámetros:

- 1) Factor de forma
- 2) Esfuerzo cortante originado por compresión ( $T_n$ ).
- 3) Esfuerzo cortante originado por desplazamiento ( $T_h$ ).
- 4) Esfuerzo cortante originado por giro ( $T_{oc}$ ).



### 1) Factor de forma

Este valor se define como la relación del área de una superficie al área de todas las superficies no cargadas que son libres de deformarse lateralmente.

Por ejemplo, si se consideran dos placas de hule, ambas con el mismo espesor, la misma área en planta y la misma dureza. Pero una de 25 x 25 cm y la otra de 12.25 x 51 cm en sus dimensiones en planta y si sobre cada una se colocan pesos iguales, sometiendo a cada una al mismo esfuerzo de compresión esas dos placas no se deformaran la misma cantidad, la placa de 12.5 x 51 cm se deformará (aplastándose) más que la de 25 x 25 cm. Entonces para piezas que tengan caras paralelas cargadas y los lados normales a esas caras libre, que es el caso del apoyo para puente, la influencia de la forma se expresa numéricamente como el factor de forma.

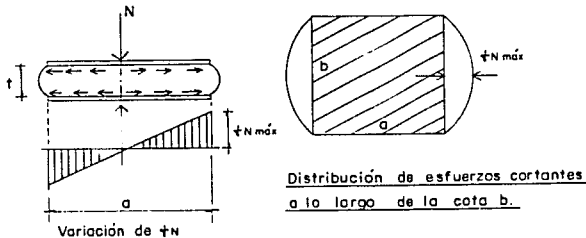
$$\text{factor de forma} = \frac{\text{Área de una superficie cargada}}{\text{Área libre para def. lateralmente}} = \frac{(\text{Long. del apoyo, cm}) (\text{Ancho del apoyo, cm})}{2(\text{Long. del apoyo} + \text{ancho, cm}) (\text{Espesor del apoyo})}$$

ó bien:

$$\text{Factor de forma} = \frac{ab}{2(a + b)t}$$

### 2. Esfuerzo cortante producido por carga de compresión

El esfuerzo cortante máximo producido por compresión ocurre en los extremos del lado más largo del apoyo (ver fig. 5.5.2.2).



Fig= 5.5.2.2.

Bajo un esfuerzo de compresión, el esfuerzo cortante máximo en el neopreno está dado por la siguiente expresión:

$$\tau_N = \frac{1.5 \sqrt{m}}{\beta}, \text{ donde } \beta = \frac{a b}{2 + (a+b)} \text{ y } \sqrt{m} = \frac{N}{ab}$$

Este esfuerzo cortante máximo está limitado a un esfuerzo cortante permisible, de tal manera que:

$$\tau_N = \frac{1.5 \sqrt{m}}{\beta} \leq 3G$$

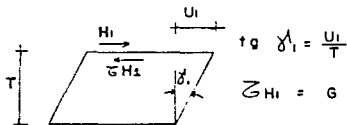
Donde:

$G$  = Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante que depende de la dureza del material empleado.

### 3. Deformación horizontal

Existen 2 casos de deformación horizontal:

3.1 Deformación  $U_1$  debida a acciones lentas, tales como dilatación, contracción, etc.



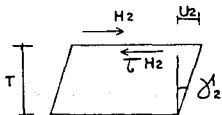
$$\operatorname{tg} \delta_1 = \frac{U_1}{T}$$

$H_1$  = Esfuerzo cortante producido por deformación horizontal.

$$\sum H_1 = G \operatorname{tg} \delta_1 = G \frac{U_1}{T} < 0.5 G$$

$$H_1 = ab \delta_1 H_1 = G ab \frac{U_1}{T}$$

3.2 Deformación producida por acciones rápidas ó instantáneas como frenaje, fuerzas centrífugas, etc.



$$\sum H_2 = \frac{H_2}{ab}$$

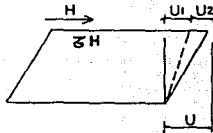
Para los casos de acciones rápidas se admite un valor doble del módulo de elasticidad del material, por lo tanto:

$$\tau_0 \delta_2 = \frac{\tau H_2}{2G}$$

También

$$\frac{U_2}{T} = \tau_0 \delta_2 = \frac{H_2}{2G_{ab}}$$

La deformación total será entonces la suma de las dos deformaciones analizadas:

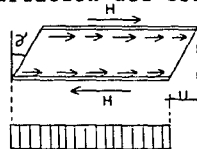


$$U = U_1 + U_2$$

El esfuerzo cortante por deformación horizontal será entonces el siguiente:

$$\bar{\tau}_H = G \tau_0 \delta_2 = \bar{\tau}_{H1} + 0.5 \bar{\tau}_{H2} = G \frac{U_1}{T} + \frac{H_2}{2ab} \leq 0.7G$$

En esta figura se muestra la variación del esfuerzo cortante horizontal:



#### 4. Esfuerzo cortante por giro $\bar{\tau}_H$

El esfuerzo cortante por giro se resume a la siguiente expresión y limitaciones.

$$\bar{\tau}_\alpha = \frac{G}{2} \left( \frac{\alpha}{T} \right)^2 \alpha_1 \leq 1.5G$$

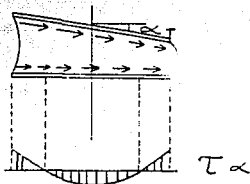
$$\alpha_T = \text{giro total del elemento (rad.)}$$

$n$  = número de placas intermedias de neopreno

$G$  = Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del neopreno.

$$\alpha_T = \frac{\alpha_T}{n}$$

En la siguiente figura se ilustra la variación del esfuerzo cortante por giro  $\tau_{\alpha}$ .



La suma de esfuerzos cortantes mencionados,  $\tau_N$ ,  $\tau_H$ ,  $\tau_{\alpha}$ , estará limitada a un valor admisible como se indica a continuación:

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} \leq 5G$$

Adicionalmente es recomendable por estabilidad de la placa respetar la doble condición:

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

De tal forma que la placa mantenga una geometría adecuada.

### 5.5.3 Juntas de calzada

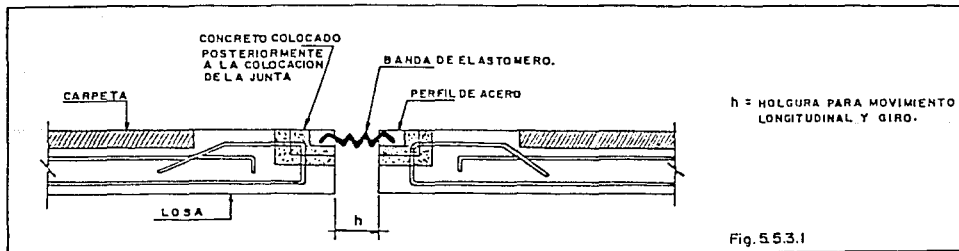
En cada una de las zonas donde se articula la estructura hay juntas de calzada que tienen como finalidad:

1. Ofrecer una superficie uniforme de rodamiento.
2. Permitir en forma adecuada el movimiento entre tramos articulados.
3. Sellar en forma hermética la junta para impedir que el agua escurra hacia la parte baja del puente.

Existen diferentes tipos de juntas de calzada, estos dependen del trabajo al que vaya a estar sometida la junta.

Para los puentes sobre la Calzada I. Zaragoza las juntas de calzada están formadas por un par de perfiles de acero estructural que se anclan con la losa mediante la unión del refuerzo de la losa con estribos soldados a los perfiles. En medio de los perfiles se coloca una banda de material deformable, resistente e impermeable, que puede ser un elastómero de forma especial. Esta banda se fija a los perfiles y se sella con resina.

En la fig. 5.5.3.1. se muestra la forma de una junta de calzada de este tipo.



Las juntas de calzada se diseñan de manera que se prevean los diversos movimientos de rotación, traslación y transversales de la superestructura bajo la carga viva o la dilatación y la contracción que causa la temperatura, también para proporcionar una completa impermeabilización de la junta.

Las juntas formadas por perfiles de acero sellados por medio de una banda de neopreno se conocen también con el nombre de sellos a compresión. El sello lo constituye el perfil de neopreno que se instala en la abertura de la junta preformada en los extremos del claro. Se aplica un lubricante adhesivo en las caras de la junta y el material preformado se empuja dentro de la abertura. El adhesivo proporciona adherencia entre la cara de la junta y el sellador para formar un sistema impermeable. Con este fin se requiere de un buen adhesivo. Durante el tiempo extremadamente frío la adherencia entre la cara de la junta y el material debe ser la suficiente para soportar el esfuerzo de tensión que se produce cuando la junta está abierta. Si la adherencia se rompe, el escurrimiento a través de la junta es inevitable y la suciedad y las materias extrañas son forzadas dentro de la abertura.

El material de sello utilizado queda expuesto a la acción de las llantas de los vehículos y, por lo tanto, sujeto a desgaste.

Si se permite que el cascajo se acumule en el hueco que existe entre la parte superior del material de la junta y la parte superior del piso, la acción abrasiva causará el desgaste rápido de la superficie superior de la junta.

Si falla el material adhesivo, si la compresión en la junta es insuficiente o no se proporciona un cierre mecánico entre el material de la junta y su abertura, la junta a compresión tiene la tendencia a "botarse hacia arriba".

Es importante mantener a la junta hermética ya que de otro modo se puede causar un daño considerable a los elementos de la subestructura.

La elección de la junta y el procedimiento de instalación adecuados son la mejor manera de prevenir los problemas de mantenimiento con el sistema de sello a compresión preformado.

Una elección adecuada de la junta debe considerar:

- a) Tamaño del sello a compresión: Debe ser suficiente para ajustarse a las temperaturas extremas, con la capacidad de reserva suficiente para asegurar que, durante el frío extremo mantenga la presión entre la junta y la cara de la abertura.
- b) Espesor de la pared: El espesor adecuado es esencial, especialmente en los nervios lateral y superior, para prevenir la deformación permanente del sello de la junta, así como para asegurar la generación de la presión adecuada en la cara interior de la junta. Se recomienda un espesor mínimo de 4.5

mm para el elemento de sello. Se hace notar que una junta ligera no es apta para el trabajo pesado a que se ve sometida en los puentes.

- c) Otros: Debe proporcionarse espacio suficiente entre la parte superior del piso y la parte superior del material de la junta por varias razones, el rodamiento del tránsito directamente sobre el material de la junta produce desgaste acelerado del nervio superior y también ocasiona una acción de desgarrar en la cara inferior.

Los componentes de las juntas deben cumplir con las siguientes características:

- Los casquillos de fijación del neopreno deben ser perfiles metálicos que cumplan con las características mecánicas del acero A-36 y se deben proteger contra la corrosión. Estos perfiles deben tomar exactamente la forma de la calzada. Los perfiles se deben anclar firmemente al refuerzo de la losa por medio de conectores soldados.
- El sello central puede estar constituido por neopreno y algún otro material elastómero (cloropreno, p.e.), que tenga las mismas características mecánicas de dureza, densidad, elasticidad, resistencia a la abrasión, etc.

El sello se debe unir a los casquillos de fijación asegurando la hermeticidad de la junta por medio de algún pegamento de alta adherencia.

El material de sello central debe tener una dureza shore 60 y una tolerancia geométrica de  $\pm 3$  mm.

En cuanto a la colocación de las juntas, dependiendo de la hora del día en que se realice, debe tener una abertura tal que permita un movimiento longitudinal mínimo de 60 mm ( $\pm 30$  mm) y un giro mínimo de  $2^{\circ}$  (dos grados).

El concreto de instalación de la junta debe ser estructural, con una resistencia mínima a la compresión  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y un revenimiento máximo de 7 cm.

La colocación de la junta debe ser tal que no se debe apreciar un cambio de nivel al pasar sobre ella, y debe permitir el adecuado drenaje de la calzada.

Un detalle típico de la preparación necesaria en la losa para colocar la junta de calzada se aprecia en la fig. 5.5.3.2.

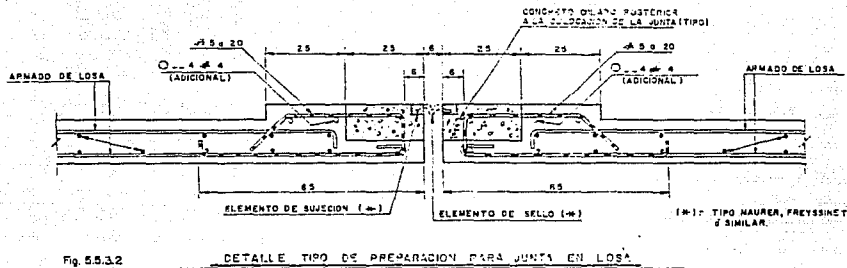


Fig. 5.5.32

DETALLE TIPO DE PREPARACION PARA JUNTA EN LOSA

## 6. Descripción del proceso constructivo y de montaje

### 6.0 Etapas constructivas

En forma general se pueden dividir en 6 las etapas constructivas de los puentes:

- Trabajos preliminares:** Comprenden a todas las actividades anteriores al inicio de la construcción. Entre ellas podemos citar a las afectaciones, los desvíos y el señalamiento vial apropiado, y todas las demás obras viales requeridas para iniciar la construcción del puente, incluyendo la limpieza de los terrenos.
- Cimentación:** Comprende el trazo, la excavación, el bombeo de la excavación cuando es necesario, la colocación de plantillas, la construcción de los cajones o zapatas y los rellenos.
- Aireplenes:** Se inician con el trazo, la excavación, la nivelación del terreno, la colocación de plantilla, luego la construcción del aireplén comenzando con la losa de fondo y las travesas inferiores, enseguida los muros y finalmente, la losa tapa y las travesas superiores.



- d) **Terraplenes:** Los terraplenes se pueden realizar en forma simultánea a cualquiera de las actividades, ya que por la facilidad de construirlos no representan una etapa crítica para el programa total del puente. En general sus fases son: colocación de sub rasante, de sub-base, de base, colado de las losas de transición y finalmente, tendido de carpeta asfáltica.
- e) **Apoyos de concreto:** Los apoyos de concreto se realizan en seguida se termina su cimentación, los apoyos que se elaboran primero corresponden a la zona no atirantada, y después los de la zona atirantada. Después de terminada su cimentación se construyen en forma simultánea las columnas y los muros, y posteriormente la trabe superior de cada apoyo, teniendo cuidado de dejar las preparaciones para los topes contra sismo. El procedimiento es más elaborado y tardado para los apoyos con mástiles ya que se debe esperar a que las "coronas" que se colocarán en el extremo de sus mástiles estén listas para concluir con la trabe superior del apoyo.
- f) **Montaje de estructura metálica (claros convencionales).**- En forma simultánea a la construcción de los apoyos de concreto se fabrica la estructura metálica de los puentes; las primeras piezas en elaborarse son las trabes principales y secundarias de los claros convencionales. Las piezas se fabrican en los talleres para luego transportarlas y montarlas sobre los apoyos de concreto terminados. Colocadas las trabes principales se montan en ellas las trabes secundarias cuidando en forma especial el apriete adecuado de los tornillos. Después se coloca la cimbra sobre las trabes secundarias para proceder a la elaboración de la losa y las guarniciones.
- g) **Proceso constructivo y de montaje para la zona atirantada de los puentes:** Esta parte es la más interesante y que más variaciones y aportaciones a los procesos constructivos puede mostrar. Muy pocas veces se construyen puentes atirantados bajo estas condiciones, por lo que cualquier proceso constructivo que se proponga constituye una innovación al respecto.

El proceso constructivo y de montaje para esta zona se comienza con la construcción de los apoyos de concreto, particularmente de los apoyos con mástiles. La fabricación de la estructura metálica para esta zona es mucho más detallada y laboriosa, se realiza en forma simultánea con la construcción de los apoyos. Primero se montan las trabes principales y luego las trabes secundarias, colocadas éstas se está en condición de continuar con la losa del puente; al mismo tiempo se termina con la erección de los mástiles y con la fabricación de las coronas y las

cajas de conexión. Posteriormente se colocan éstas realizando minuciosas verificaciones de geometría; durante todo este proceso la estructura se encuentra soportada en obra falsa. Después de colocadas las conexiones de los cables a la estructura se está en condiciones de poner cables y comenzar con los tensados. Los tirantes colocados y tensados sustituyen a los puntales. Con la estructura suspendida en los cables se terminan todas las actividades restantes como: colocación de la losa en el tramo central del puente, colado de las guarniciones, banquetas y deflectores y finalmente, la colocación de la carpeta asfáltica. Antes de tender la carpeta se realiza un ajuste final de tensiones para controlar la geometría del puente después de la aplicación de cargas.

Las fases mencionadas anteriormente comprenden en forma muy general cuales son las etapas constructivas de los puentes, cada una de ellas la detallaremos más adelante en sus aspectos más interesantes.

Se comenzaron todos los puentes al mismo tiempo, pero después por algunas condiciones ajenas a la cuestión técnica algunos de ellos se fueron rezagando poco a poco.

Al principio se trabajaba en un solo turno, después conforme fue avanzando la obra y se acercó mas la fecha de la inauguración se hicieron necesarios dos y hasta tres turnos.

### 6.1 Cimentación

El procedimiento constructivo de la cimentación se divide en 3 partes:

- a) Apoyos centrales con pilotes
- b) Apoyos sin pilotes
- c) Aireplenes

El procedimiento constructivo general a seguir en los apoyos centrales es:

- |                   |  |
|-------------------|--|
| a) Primera etapa: | Hincado de pilotes.  |
| b) Segunda etapa: | Excavación hasta el nivel de desplante de plantilla.   |
| c) Tercera etapa: | Colado de plantilla de concreto con $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y descabeza de pilotes.              |
| d) Cuarta etapa:  | Armado y colado de losa de fondo.  |
| e) Quinta etapa:  | Armado y colado de muros y trabes.   |
| f) Sexta etapa:   | Armado y colado de losa tapa.  |
| g) Séptima etapa: | Relleno de zanjas hasta el nivel de terreno natural y construcción de la superestructura del puente. |

Para los apoyos intermedios y el aireplén, el procedimiento constructivo es similar, suprimiéndose las actividades referentes al hincado y descabece de los pilotes, ajustándose las etapas tres y cuatro al armado y colado de las losas y contratraveses que forman la subestructura del puente en los apoyos intermedios.

Para su construcción el aireplén se divide en 3 avances, y para poder iniciar un nuevo avance deberá haberse concluido el colado de la losa inferior en el avance inmediato anterior.

La excavación se limita en todos los apoyos por un talud en relación 1:2 (1 horizontal x 2 vertical), suprimiéndose el talud en el aireplén cuando la profundidad de la excavación es menor de 2.00 m.

Durante las etapas 2 a 6 en los apoyos centrales se implementó un bombeo de achique a base de cárcamos en las esquinas del área excavada.

Los rellenos se realizaron a base de tepetate compactado con un vibrocompactador.

En cuanto a los apoyos piloteados:

Los pilotes son precolados y monolíticos de 2 tramos unidos por medio de juntas a base de placas soldadas. Para el izado y transporte de los pilotes se dejaron preparaciones que evitan someter al pilote a esfuerzos no considerados en su diseño. Se debe tener especial cuidado de no dañar al pilote durante su traslado e hincado.

El hincado de los pilotes se realiza previamente a los trabajos de excavación, usando seguidores para dejar la cabeza al nivel del proyecto. Se requirió una perforación previa de 30 cm de diámetro que alcanzó los 30 m de profundidad medidos a partir del terreno natural (profundidad aproximada a la que se hincó al pilote). La penetración fue continua hasta llegar a los 30 m, sin detenerse para extraer la herramienta de perforación.

El hincado de los pilotes se puede efectuar 14 días después de colado si se utiliza resistencia rápida o 28 días si se utiliza concreto a base de cemento portland normal.

El hincado se efectuó cuando más, 24 horas después de realizada cada perforación. Este se realizó por percusión, utilizando un martinete. Se utilizó un empaque amortiguante en el extremo superior de los pilotes con el objeto de garantizar que no se destruyera la cabeza durante el hincado. Antes de proceder al hincado se verificó la verticalidad de la perforación. La posición de

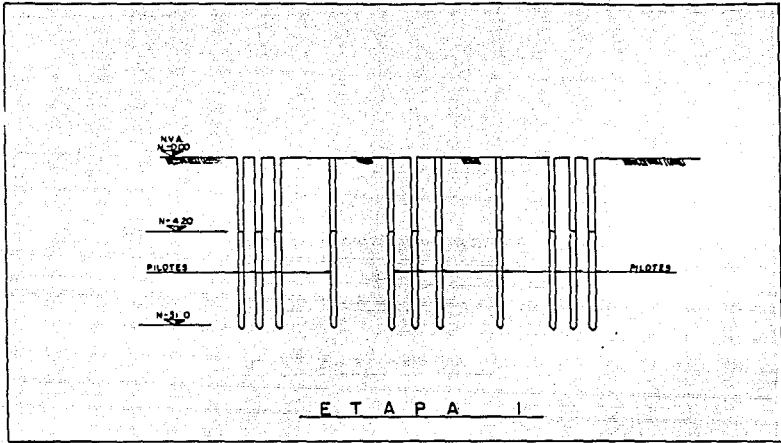


Fig. 6.1.1

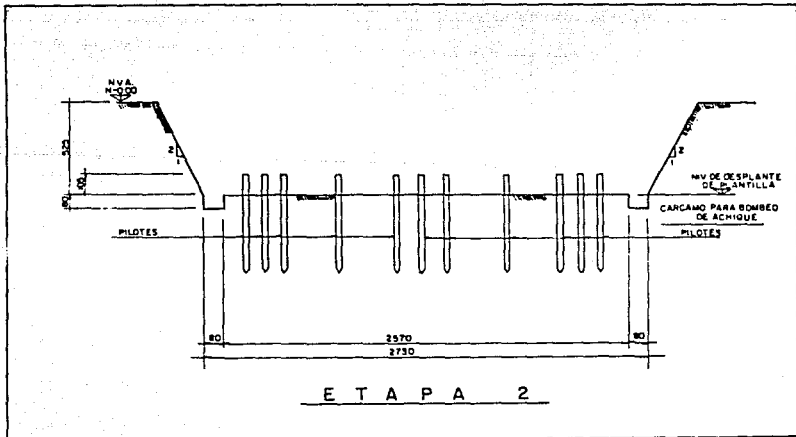


Fig. 6.1.2

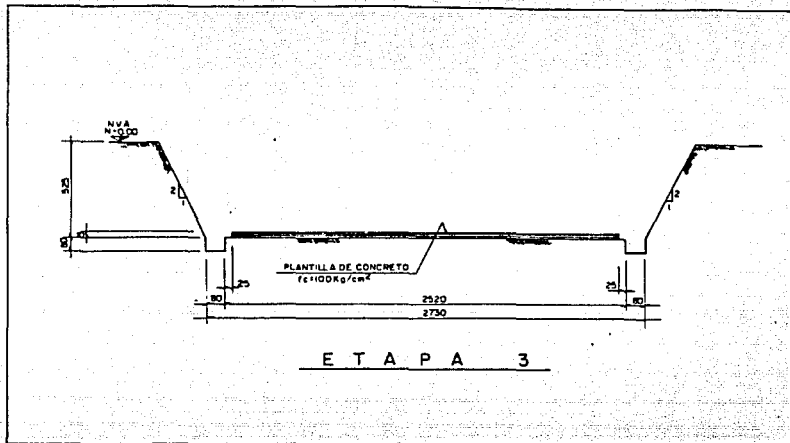


Fig. 6.1.3

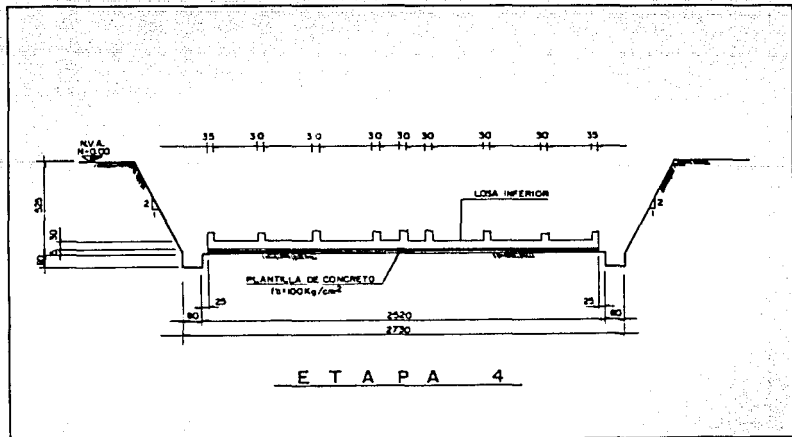


Fig. 6.1.4.

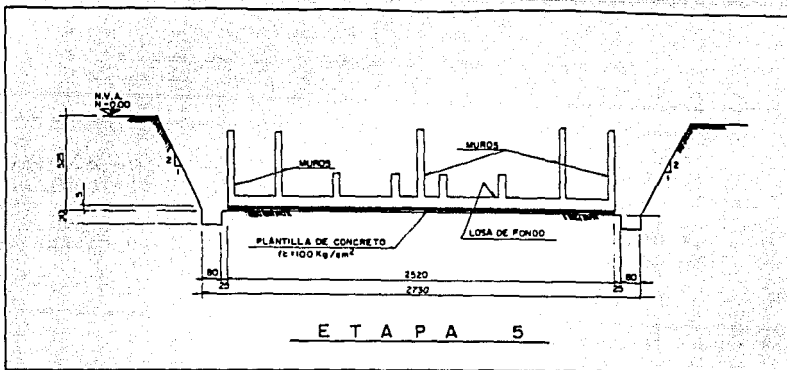


Fig. 6.1.5

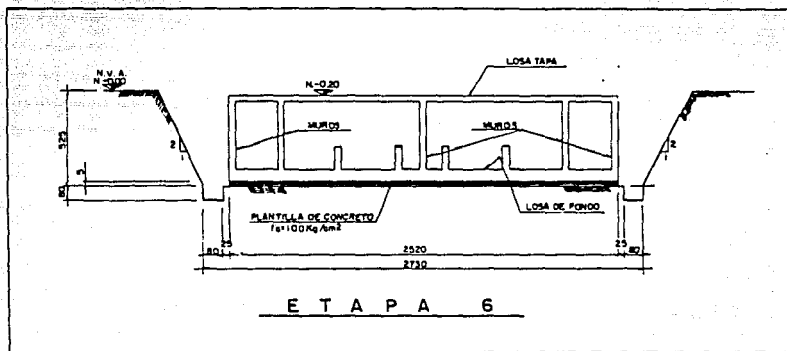


Fig. 6.1.6

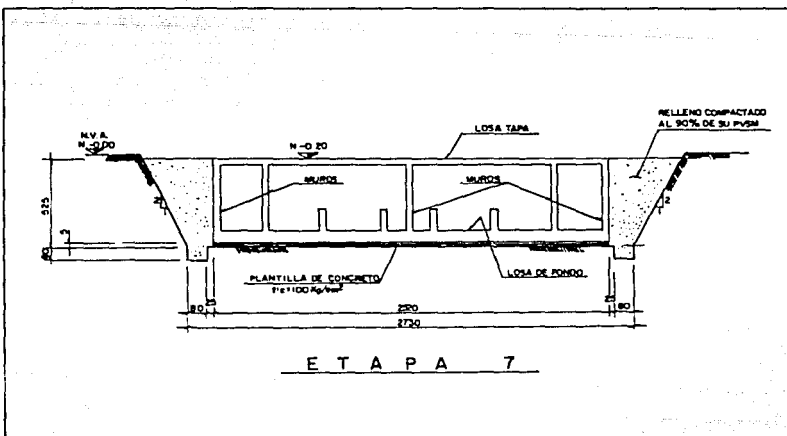


Fig. 6.1.7

la cabeza hincada no debe distar en más de 5 cm con respecto a la de proyecto, el descabece de los pilotes se efectuó con cincel y marro.

En las figs. 6.1.1 a 6.1.7 se ilustra el proceso constructivo de la cimentación de los apoyos centrales con pilotes.

## 6.2 Aireplenes y terraplenes

El procedimiento constructivo de los aireplenes es similar al de la cimentación de los apoyos. Sus etapas básicas son:

- a) Trazo del aireplén.
- b) Excavación para la cimentación.
- c) Colocación de plantilla de concreto pobre.
- d) Armado y colado de la losa de fondo y trabes inferiores.
- e) Armado y colado de muros intermedios y externos.
- f) Armado y colado de losa y trabes superiores.
- g) Armado y colado de guarniciones.
- h) Tendido de carpeta asfáltica.
- i) Detalles como: parapetos, pintura, etc.

El aireplén se divide para su elaboración en tres tramos, conforme se termina con la losa de fondo de un tramo se comienza con la del otro tramo contiguo, los mismo se hace con los muros y demás partes del aireplén. Ciertos detalles como el muro ménsula al inicio del aireplén o el muro tapón al final del mismo se elaboran cuando se tiene el aireplén casi terminado.

Un detalle digno de mencionarse es la forma de apoyar la cimbra por la parte interior del aireplén. Para esto se utilizan andamios tubulares que se van retirando conforme va avanzando la obra, al final para quitar el último tramo de cimbra y andamios se deja una ventana en la losa del aireplén para que por ahí se vaya sacando el equipo y el material cuando el concreto haya adquirido la resistencia necesaria.

Debido a la facilidad para construir los aireplenes, son generalmente la primera parte del puente en quedar terminada:

En los terraplenes se siguió el siguiente proceso:

- 1o. Excavación y rellenos
- 2o. Colocación de sub-rasante
- 3o. Colocación de sub-base
- 4o. Colocación de base
- 5o. Armado y colado de losas de transición
- 6o. Tendido de carpeta asfáltica

- 7o. Armado y colado de guarniciones y banquetas
- 8o. Colocación de parapetos y detalles

Antes de colocar la carpeta asfáltica se realiza un riego de impregnación a base de asfalto en caliente, el riego de impregnación prepara al terreno natural para unirse con la carpeta asfáltica e impermeabiliza al terreno. Después se realiza el riego de liga, también a base de asfalto.

Las losas de transición se colocan en la unión entre el terraplén y el aireplén; se cuelan sobre la base en segmentos de 3 m x 3 m aproximadamente. Para provocar la junta entre cada segmento se colocan maderas que dividen los colados (marcando la división entre cada cuadro de 3 m x 3 m). Los colados se realizan un cuadro sí y uno no, como si fuera tablero de ajedrez, de esta forma se garantiza la junta fría entre cada cuadro.

La compactación de cada capa del terraplén se realiza por medio de rodillos neumáticos y aplanadoras.

Sobre el muro ménsula que dá inicio al aireplén se colocan apoyos de neopreno antes de colar las losas de transición. La última de las losas se apoya sobre los apoyos de neopreno colocados sobre el muro ménsula.

La realización de los terraplenes es tan rápida que generalmente se deja casi al final del proceso constructivo de los puentes, en forma simultánea con la zona atirantada.

### 6.3 Apoyos de concreto

Una vez finalizada la cimentación de cada apoyo, se continúa con la construcción de la superestructura. En general los primeros en terminarse son los apoyos de la zona no atirantada y los últimos son los apoyos centrales (con mástiles).

El procedimiento constructivo de los apoyos es el siguiente:

- 1o. Construcción de la cimentación
- 2o. Armado de las columnas y muros interiores del apoyo
- 3o. Imbrado de las columnas y del muro interior con hueco circular
- 4o. Colado de las columnas y los muros
- 5o. Armado de la trabe superior del apoyo
- 6o. Colocación de los topes para sismo, anclas y demás accesorios
- 7o. Colado de la trabe superior del apoyo



Para los apoyos centrales de la zona atirantada (con mástiles), el procedimiento continúa de la forma que se indica a continuación:

- 8o. Armado de los mástiles.  
(generalmente se avanza en tramos de 3 m).
- 9o. Colado del tramo correspondiente.
- 10o. Colocación de anclas en el extremo superior de los mástiles (cuando se ha terminado con la erección de las columnas).
- 11o. Montaje de coronas.
- 12o. Armado de la trabe superior en el extremo de los mástiles.
- 13o. Colado de la trabe superior.

Durante todas las etapas de construcción de estos elementos se debe llevar un estricto control topográfico para obtener en forma precisa las dimensiones y niveles de proyecto, principalmente en los apoyos con mástiles, en donde una variación pequeña al inicio de la construcción del marco puede provocar errores graves cuando se termina la erección de los mástiles.

La cimbra que se utiliza requiere de trabajo especial para poder dar la forma exacta a los círculos que se encuentran en la parte central de cada apoyo, lo mismo que para los muros de poco espesor que los componen.

#### 6.4 Montaje de estructura metálica (claros convencionales)

En forma general las etapas para la culminación de los claros convencionales son:

- 1o. Montaje de trabes principales.
- 2o. Montaje de trabes secundarias.
- 3o. Cimbrado y armado de losa.  
(previo apuntalamiento de la estructura en caso necesario).
- 4o. Colado de la losa de rodamiento.
- 5o. Armado y colado de guardaciones, banquetas y/o deflectores.
- 6o. Colocación de parapetos.
- 7o. Tendido de carpeta asfáltica.
- 8o. Detalles: pintura, sellos, etc.

Antes de proceder al montaje de la estructura metálica se debe haber supervisado en forma cuidadosa la fabricación de la misma. Esta supervisión comienza con la revisión de los planos de taller, verificando que correspondan exactamente al proyecto. En los planos de taller se desglosan por partes las placas y demás partes que forman cada elemento estructural, detallándose cada una al milímetro.

Las primeras piezas que se fabricaron son las trabes principales, luego las trabes secundarias y finalmente, las piezas que colindarán con la zona atirantada, o sea, las que llevan en su extremo la preparación de las articulaciones.

En forma general la fabricación de una pieza de acero tiene las siguientes etapas:

- a) Corte de las placas
- b) Armado de la pieza
- c) Soldado definitivo de la pieza
- d) Pintado de la pieza

Durante la realización de los cortes en las placas se toman muestras (probetas), a las que se les aplican pruebas de control de calidad, para conocer el módulo de elasticidad, la resistencia a la tensión, etc. Si los resultados de dichos ensayos no son satisfactorios, la placa que forma al elemento se rechaza y sustituye por otra que cumpla con las normas. (En general se utilizan para estos casos las normas de la ASTM y de la DGN).

El armado de la pieza se realiza montando las placas en la posición final que tendrá auxiliándose de soldaduras provisionales, placas o varillas de apuntalamiento que ayudan a dar la geometría de la pieza.

Las pruebas de control de calidad que se aplican a las soldaduras son de vital importancia para detectar fallas a simple vista imperceptibles y que pueden degenerar incluso en la falla del elemento.

Las pruebas más comunes que se aplican en las soldaduras son: radiografías, líquidos penetrantes, ultrasonido y partículas magnéticas. La aplicación de cada prueba depende de las condiciones y tipo de la soldadura.

En caso de detectarse una falla en la soldadura ésta debe botarse para después volverse a realizar, cuidando de no sobrecalentar al material base porque se le debilita al crearse esfuerzos residuales.

Se aplican 2 manos de pintura primaria a base de algún producto rico en zinc para prevenir la corrosión y después dos manos de acabado o pintura de esmalte también para protección. La pintura aplicada debe cumplir con espesores mínimos especificados y con una cierta composición química.

En ocasiones, para acelerar la producción de la estructura de acero se contrató a diversos talleres, promoviendo también con

ello la competencia que redundará en beneficios para el cliente.

Durante la fabricación de la estructura se presentaron diversos problemas, los más comunes e importantes fueron: cortes mal realizados en los cambios de dirección de placas (por ejemplo en esquinas de trabes secundarias), agujeros mal dimensionados y fuera de posición en los extremos para las conexiones, soldaduras defectuosas (problemas como falta de penetración, socavaciones, agrietamiento, etc.).

Se exigió el uso de tornillos de alta resistencia A-325 marcados de acuerdo con las normas de la AISC, también se exigieron las marcas en las tuercas.

Los pernos de las articulaciones son de acero A-36. En algunos puentes no fue posible obtener pernos de ese material con las dimensiones especificadas, por lo que se aceptó el uso de otros aceros de propiedades mecánicas similares.

Fue muy importante verificar concordancia entre los planos de taller y lo indicado en el proyecto, de la misma manera fue importante verificar que las dimensiones de la estructura de acero fabricada coincidieran con las indicadas en los planos de taller.

La adecuada calificación de los soldadores y demás obreros que intervienen en la fabricación de la estructura de acero es fundamental para evitar errores y garantizar la calidad del trabajo.

Las trabes principales y secundarias se transportan del taller hasta el pie de la obra por medio de trailers y camiones. Durante el transporte se evita golpearlas o inclusive que se maltrate su pintura. El montaje se realiza por medio de grúas, primero se montan las trabes principales, y luego las secundarias; las trabes secundarias primero se presentan en su posición para revisar la posición de los agujeros y luego se fijan por medio de 2 ó 3 tornillos.

El apriete de los tornillos se realiza por medio de un torquímetro, un calibrador de tensión ó utilizando el criterio de 1/3 de vuelta extra, el cual se describe a continuación: primero, se aprieta el tornillo utilizando una llave estándar de unos 60 cm de brazo, aplicando la fuerza de una sola persona de peso medio (unos 70 kg), el tornillo se aprieta hasta que éste o su tuerca no puedan girar más, después con una llave de brazo mayor o con una extensión (tubo) para la misma llave estándar se aplica 1/3 de vuelta extra al tornillo (o su tuerca), apretando también una sola persona. Si el 1/3 de vuelta se aplica con facilidad se aplica otro 1/3 de vuelta extra.

La renta del equipo de montaje es muy costosa y las piezas se deterioran al pie de la obra, motivos que obligan a acelerar el montaje de las piezas. Las trabes se apoyan en las piezas de neopreno y éstas en banquetillos de cemento. Previo a su colocación se realizan pruebas a los apoyos de neopreno, principalmente encaminadas a determinar dureza y módulo de elasticidad para saber si se encuentran dentro de los valores especificados, en caso de no ser así los apoyos de neopreno son rechazados.

Terminados los aireplenes se realiza una preparación especial para el apoyo de las trabes principales sobre el extremo del aireplén. Las trabes se fijan a las columnas del muro tapón por medio de anclas y perfiles de acero soldados a la trabe y ahogados en el concreto. Además se dejan barbas en la losa del aireplén que sirven para ligar el refuerzo entre la losa del aireplén y la losa apoyada en las trabes de acero, ya que la losa pasa continua en esa zona (no existe junta en ella).

En las juntas de campo entre las trabes principales se realiza primero el apriete de los tornillos y después la soldadura entre los patines. En ocasiones éstas conexiones también se sueldan todo alrededor de la placa sobre la que se aprietan los tornillos, con el fin de reforzar la conexión. Esto sólo es permitido siempre y cuando primero se haya realizado el apriete de los tornillos (y este se haya hecho en forma adecuada).

Al colocar las trabes secundarias sobre las trabes principales éstas ajustan en forma precisa siempre que se hayan fabricado en forma exacta, de acuerdo a los planos.

La cimbra para colar la losa sobre las trabes secundarias puede tener 2 opciones para apoyarse.

- a) Cuando la cimbra se apoya sobre andamios que se soportan hasta el nivel del terreno natural.
- b) Cuando la cimbra se apoya por medio de polines armados en forma especial sobre los patines inferiores de las trabes secundarias.

Al colocar la cimbra y el armado de la losa, se aprecia como los conectores que se encuentran sobre el patín superior de las trabes secundarias quedan ahogados dentro de la losa una vez que se realiza el colado. Junto con el armado de la losa se coloca el armado de las guarniciones.

El colado de las guarniciones y los deflectores (en su caso) se hace en una etapa posterior al colado de la losa, cuando ésta ha fraguado.

## 6.5 Proceso constructivo y de montaje para la zona atirantada de los puentes

### Descripción general

El proceso constructivo de la zona atirantada de los puentes vehiculares sobre la Calz. I. Zaragoza va ligado al procedimiento de colocación y tensado de los cables. Aunque los puentes tienen diferentes condiciones geométricas y viales, el proceso es general para todos ellos, y se describe a continuación.

### 6.5.1 Etapa inicial.- Estructura metálica y losa soportados en puntales

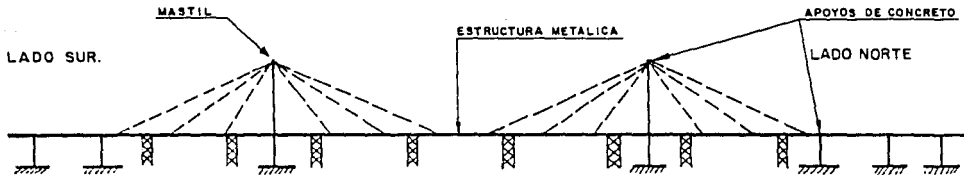


Fig. 6.5.1.

Una vez construidos los apoyos de concreto se monta la estructura metálica del puente (trabes principales primero y después trabes secundarias) sobre los apoyos de concreto y sobre puntales, de tal forma que la estructura así apoyada presenta el perfil de proyecto. (Ver fig. 6.5.1.). La última parte de la estructura de acero que se monta son las piezas doblemente articuladas que van en la parte central de la zona atirantada. Antes de colocar la pieza de cierre central se debe poner el apoyo de neopreno en el que se apoya uno de sus extremos.

La hora ideal para realizar las operaciones de montaje es durante la madrugada ya que no interfieren los efectos de la temperatura y el tránsito sobre la Calzada I. Zaragoza es menor. En forma simultánea se continúa con la erección de los mástiles.

Cuando durante el montaje se colocan los pernos de las articulaciones se deben apretar sus tuercas sin que el apriete sea tal que impida el giro de la articulación.

La distancia entre los puntales debe hacerse de forma que no se presenten deformaciones mayores a los permisibles en las traves principales soportando la carga de la estructura metálica y la losa, esta posición deberá inferir lo menos posible con el tránsito bajo el puente y deberá ser igual para los lados oriente y poniente de la estructura. Los puntales deben apoyarse adecuadamente en el terreno (cimentarse) y cuidarse su contacto con las traves principales. Una vez colocados los puntales se cuelga la losa sobre la estructura metálica, solamente se deja sin colar la parte central de la zona atirantada, que se colará una vez que se hayan colocado y tensado los cables. El mismo proceso de cimbrado, armado y colado empleado para la losa en los claros convencionales se utiliza para la zona atirantada. Se deben dejar las preparaciones adecuadas en la losa para las zonas donde se anclan las juntas de calzada.

Es muy importante que el apuntalamiento haga un contacto firme con las traves principales, ya que esto facilitará el control durante los tensados.

Las condiciones viales de la Calz. I. Zaragoza impiden realizar las maniobras en forma holgada. El apuntalamiento se debe colocar sólo donde los carriles clausurados de la calzada lo permitan.

Simultáneamente se fabrican y montan los sistemas metálicos que conectarán a los cables con la estructura. Estos sistemas están formados por un conjunto de placas en las que se fijará el anclaje de los cables. A la pieza de conexión entre los cables y la trabe principal se le denomina "caja de conexión" y a la pieza para conexión entre los cables y el extremo superior de la columna se le denomina "corona". En el extremo superior de los mástiles se dejan ahogadas anclas que servirán para fijar y orientar a las "coronas".

Las coronas tienen un peso aproximado de 4 tons, y son izadas hasta el extremo superior de los mástiles (a una altura aproximada de 22.5 m), por medio de grúas. La corona debe engarzarse perfectamente en las anclas previstas para ello. Esta maniobra es delicada y requiere de precisión.

Una vez colocadas y niveladas las coronas se pone la cimbra y el armado de la trabe superior del marco en forma de "A". La cimbra del marco principal es en sí una estructura grande y laboriosa. La trabe superior lleva un hueco relleno con poliestireno para aligerarla. Colocadas las coronas en su posición se verifican por medio de hilos las posiciones teóricas de las cajas de conexión con respecto a sus posiciones reales para, en caso necesario, realizar los ajustes pertinentes.

A partir de que se han colocado las cargas correspondientes a la estructura de acero y a la losa se realizan diariamente nivelaciones de las traves principales y de los mástiles a fin de controlar los movimientos que se pudieran presentar con respecto a la geometría de proyecto.

## 6.5.2 Trabajos preliminares

### 6.5.2.1 Verificación de geometría

#### 6.5.2.1 Verificación de la geometría

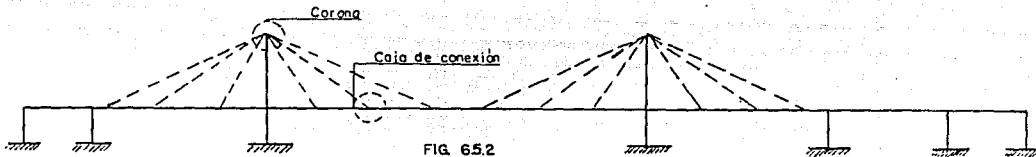


FIG. 6.5.2

Para la colocación de los sistemas de conexión y de los cables se tiene que realizar una verificación de geometría para comprobar que la posición y la orientación de dichos sistemas no originará desviaciones de los tirantes o que éstos tengan que trabajar con un ángulo diferente del previsto originalmente.

Es importante mencionar que los cables deben colocarse de forma que sean perfectamente perpendiculares a su anclaje para no provocar esfuerzos cortantes y de flexión durante el funcionamiento del cable y su anclaje. (Ver fig. 6.5.2.).

Antes de soldar en forma definitiva las cajas de conexión primero se presentan y se nivelan, y una vez verificada su posición se procede a soldar. Es muy importante el control de calidad de dichas soldaduras ya que de ellas depende el apoyo del puente en los tirantes. Se realizan diversas pruebas de control de calidad a las soldaduras, tales como: radiografías, partículas magnéticas, ultrasonido, líquidos penetrantes, etc. Si se detecta alguna falla en las soldaduras y éstas son importantes se debe retirar para volverlo a realizar. Las fallas más comunes en soldaduras son: falta de penetración, socavaciones, pequeñas grietas y dimensiones erróneas en los tamaños de la soldadura. Todos

estos tipos de fallas se deben a procedimientos inadecuados durante el soldado.

Una vez verificada la geometría, orientadas y colocadas las cajas de conexión se puede iniciar la colocación de los tirantes. El procedimiento de colocación de elementos estructurales y de aplicación de tensiones en los tirantes es el mismo cuando se tienen 2 hileras laterales de cables que cuando se tiene una hilera central y 2 laterales.

#### 6.5.2.2 Colocación de cables - inserción de torones

Para la colocación de los cables se pueden seguir 2 caminos:

a)

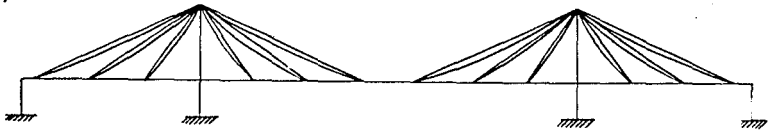


Fig. 6.5.3

- a) Se colocan todos los torones de todos los cables, sin importar por cual cable se emplee. Esto se hace cuando las piezas de conexión en las traveses y en las columnas están ya colocadas; haciendo esto se ahorra tiempo durante los tensados.

Durante esta etapa los torones de los cables se colocan y tensan con una fuerza pequeña (la fuerza se aplica en forma manual), de forma que se puede apreciar la catenaria (curva por el peso propio) en cada torón. (ver fig. 6.5.3). Después de colocarlos se procede al tensado de los cables siguiendo el proceso que se indique.

- b) Cuando las cajas de conexión se colocan e inmediatamente después los anclajes y cables de forma que pueden ir tensando algunos cables mientras en otra parte del puente se siguen colocando cajas de conexión. Generalmente se comienzan por las cajas de conexión más cercanas a los mástiles. Este procedimiento se utiliza cuando aún no están listas todas las cajas de conexión y sólo se dispone de algunas.



### 6.5.2.3. Procedimiento de inserción de torones

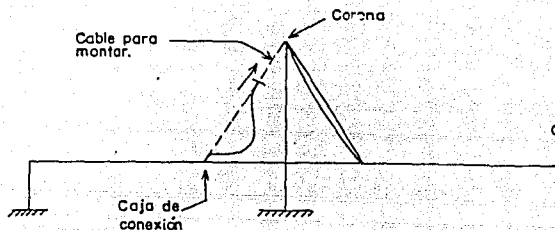


Fig. 6.5.4

El procedimiento de inserción de torones se describe a continuación: (ver fig. 6.5.4).

1. Se coloca en la parte superior de la columna (dentro de la corona) el anclaje pasivo y se fija al sistema.

Se coloca en la trabe principal (dentro de la caja de conexión) el anclaje activo y se fija al sistema.

La fijación se realiza por medio de una contraplaca que se atornilla a la estructura, y que además sirve para nivelar y dar posición al anclaje.

2. Se coloca un cable para montar los torones, éste es un alambre o torón normal que sirve para guiar durante su izaje a los torones hacia los anclajes.
3. Cada torón se amarra y se va jalando hacia arriba, donde espera un técnico que recibe e inserta al torón en el anclaje fijándolo por medio de la cuña.
4. Se inserta en forma manual el extremo inferior del cable en el anclaje.
5. Se realiza la misma operación para cada torón hasta completar al cable con su número total de torones.

Durante el manejo e inserción de los torones se debe tener cuidado de no dañar la protección externa de cada torón. Esto se logra manipulando los cables sobre superficies tersas e impidiendo que se arrastren sobre el concreto u otra superficie que raspe.

### 6.5.3. Proceso de tensado

Se ha dividido en dos etapas el proceso de tensado.

#### 6.5.3.1. Primera etapa de tensado.- Sustitución de puntales por cables

La primera etapa tiene como finalidad sustituir puntales por cables de tal forma que al finalizar esta etapa el puente se encuentre suspendido por los tirantes y presente el perfil de proyecto.

Las operaciones de tensado no se pueden iniciar hasta que la trabe superior del marco en forma de "A" no haya fraguado por lo menos hasta adquirir el 75% de la resistencia nominal del concreto.

Para tensar los cables se colocan canastillas por la parte exterior de las trabes, en las que el operador del gato se instala junto con su equipo. Estas canastillas son elaboradas en obra a base de sobrantes de varilla soldadas entre sí.

Las fuerzas que se aplican a los cables provocan que la estructura metálica (trabes principales) apenas se desprege unos milímetros del apuntalamiento de manera que al ir tensando los cables en el sentido que se indica en la figura 6.5.5 se puedan ir retirando los apoyos provisionales que se sustituyen por los cables.

Por motivos de seguridad conviene que no se retiren totalmente los puntales durante esta etapa, pero deben bajarse un poco para impedir que durante los siguientes tensados o posteriores aplicaciones de carga se vuelva a apoyar la estructura.

Antes de realizar los tensados se deben haber terminado la construcción de los claros laterales adyacentes a la zona atirantada para impedir la posibilidad de levantamiento en el punto donde se fija la trabe en el apoyo de concreto, junto al cable extremo. También se debe haber colocado y soldado el ancla que liga a la trabe con dicho apoyo.

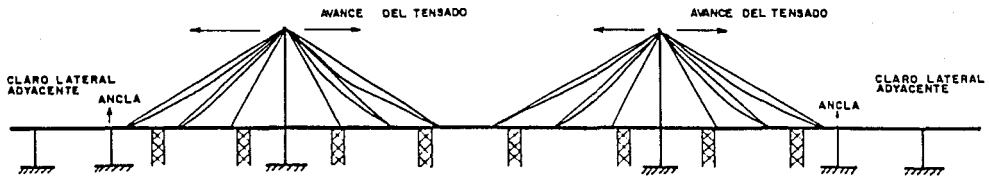


Fig. 6.5.5.

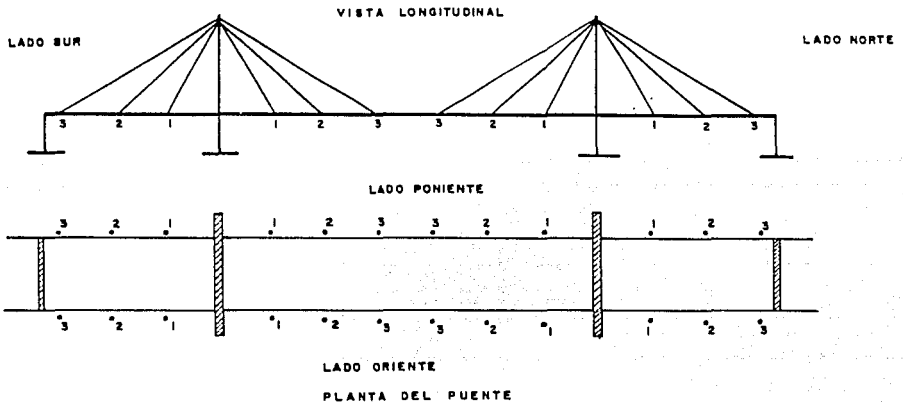


Fig. 6.5.6.

### Secuencia de tensado. 1a. etapa

De acuerdo con la vista longitudinal y la planta que se muestran en la fig. 6.5.6.:

- a) Primero se tensan en forma simultánea los cables más cercanos al mástil (marcados con el No. 1), tanto del lado oriente como del lado poniente. Es muy importante que el ensado de los dos cables sea lo más simultáneo posible para evitar que existan desequilibrios de fuerzas para el mástil.

Conforme se vayan tensando estos cables (operación que se realiza torón por torón) se aprecia que los puntales --

adyacentes a dichos cables se comienzan a desprender de la estructura metálica. Al finalizar el tensado de estos cables conviene aflojar los puntales o bajarlos unos cuantos centímetros para evitar que se vuelva a apoyar la estructura en ellos.

- b) Después se tensan los cables marcados con el No. 2, de la forma indicada en el inciso a).
- c) Finalmente se tensan los cables marcados con el No. 3.

Al finalizar esta etapa la estructura se encuentra suspendida totalmente en los cables (apoyos definitivos) sustituyendo a los puntales (apoyos provisionales) y presentando aproximadamente el perfil de proyecto.

Se deben registrar los desplazamientos que sufre el mástil y el tablero con respecto a su posición inicial, realizando diariamente nivelaciones y mediciones topográficas. Lo anterior con el fin de controlar que al final del proceso constructivo se tenga aproximadamente la geometría deseada.

El procedimiento de tensado durante la primera etapa obliga a que éste se realice torón por torón, por lo que al terminar de tensar cada cable conviene asegurarse de que todos los torones de un mismo cable se encuentran tensados a una fuerza similar, y que la fuerza total del conjunto (cable) corresponde a la deseada.

El equipo para tensar torón por torón es muy maniobrable, de unos 20 kg de peso y 50 cm de largo. Este se conecta a una bomba que se instala sobre el puente. Es posible controlar la fuerza que se aplica por medio del gato a través de manómetros analógicos o digitales de precisión acoplados a la bomba de gateo. El gato se inserta entre las barbas del cable (torones) y se conecta al torón por tensarse, la fuerza se aplica en incrementos pequeños, de unos 150 kg. La primer aplicación de tensión libera al torón de su acuñamiento.

La verificación de las tensiones se puede realizar de dos formas:

- a) Torón por torón, eligiendo varios al azar de cada cable, y promediando la fuerza medida en cada uno. La fuerza promedio por el número de torones dará la fuerza total en el cable.

- b) Utilizando un gato general. Con este procedimiento se obtiene la fuerza global en el conjunto de torones en forma inmediata.

El gato general brinda una lectura más precisa de la fuerza a la que se encuentra el tirante. Este dispositivo es circular con un diámetro aproximado de 50 cm y un peso de unos 60 kg. Se maneja e instala por medio de poleas fijas a la estructura.

Después de la 1a. etapa de tensado se cuelan guarniciones, banquetas y la losa de la parte central con su banqueta, para enseguida proceder a la 2a. etapa de tensado. Una vez armadas las guarniciones se coloca entre ese armado y las trabes principales un bloque de poliestireno que las separa e impedirá que el concreto haga contacto con la trabe. Para evitar que el concreto penetre en las articulaciones cuando se cuelan las banquetas se prepara una caja que aísla a la articulación, impiendiendo que el concreto llegue a ella y cuando fragüe evite el giro adecuado. Después de coladas las banquetas se colocan los parapetos sobre ellas.

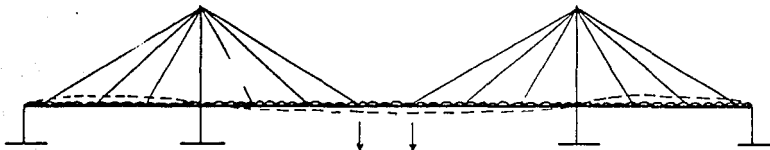


Fig. 6.5.7

Por la aplicación de las cargas anteriores la estructura tiende a deformarse con respecto a la posición inicial (de proyecto). Ver fig. 6.5.7.

#### 6.5.3.2 Segunda etapa de tensado - Para provocar contraflecha

La segunda etapa de tensado tiene como finalidad provocar una contraflecha que equilibre la deformación producto de las cargas restantes aplicadas (banquetas, parapetos, losa central y carpeta).

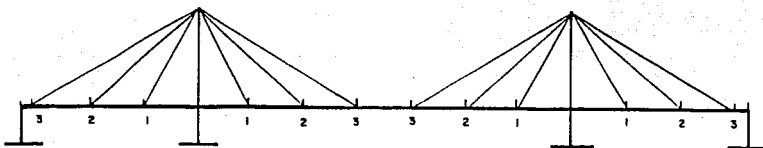


Fig. 6.5.8.

Secuencia de tensado: 2a etapa

La secuencia de tensado para la 2a. etapa es idéntica a la de la 1a. etapa. Ver fig. 6.5.8.

- a) Primero se tensan simultáneamente los cables marcados con el No. 1, tanto del lado oriente como del lado poniente.
- b) Después se tensan los marcados con el No. 2.
- c) Finalmente se tensan los cables indicados con el No. 3.

Al hablar de simultaneidad de los tensados nos referimos a que se tensa un torón de cada lado (sur, p.e.) e inmediatamente después se tensa uno del otro lado (norte, p.e.) de forma que el desequilibrio de fuerzas para el mástil siempre sea pequeño.

Al finalizar la 2a. etapa de tensado la estructura presenta un perfil deformado que llegará aproximadamente a la posición de proyecto cuando se terminen de colocar las cargas restantes (carpetas y parapetos). Ver fig. 6.5.9.

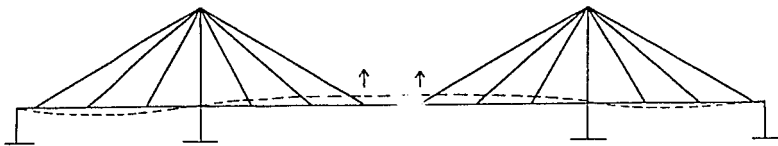


Fig. 6.5.9

En las guarniciones generalmente se deja sin colar un pequeño tramo circundante a la articulación, una vez que se ha armado en forma conveniente y se ha protegido a la articulación para que el concreto no penetre e impida su funcionamiento, se cuela. Es muy importante el armado de la guarnición en la zona de la articulación y que el concreto de cada extremo de la junta articulada se desligue, ya que de otra forma la guarnición tiende a agrietarse.

Los perfiles de acero de las juntas de calzada se colocan antes de la carpeta asfáltica. Se sueldan conectores a los perfiles y estos se ligan con el refuerzo de la losa, los conectores son estribos de acero y varillas que se colocan a cada 20 cm aproximadamente. El material de sello entre los dos perfiles se coloca después de la carpeta asfáltica para evitar que se dañe. Es muy importante la correcta nivelación de los dos perfiles de la junta para evitar que los vehículos que circulen sientan un cambio de nivel o un tope al pasar sobre la junta.

Después se coloca la carpeta asfáltica, con esta carga el puente elimina la contraflecha que presenta. El asfalto se coloca comenzando por las rampas de los terraplenes y luego se continúa por los aireplenes, de esta forma se llega hasta la parte central de la zona atirantada. Antes de colocar el asfalto sobre la losa primero se realiza un riego de liga, el riego consta de asfalto a alta temperatura aplicado en una capa muy pequeña. Horas después del riego de liga se tiende el asfalto con una asfáltadora, luego se compacta con un rodillo hasta dar el espesor deseado.

Una vez que se ha colocado la carpeta asfáltica se tiene la totalidad de peso sobre el puente y se debe realizar una verificación de tensiones en los tirantes para comprobar que se tienen las fuerzas que teóricamente corresponden a esta etapa.

Terminadas las operaciones de verificación se colocan candados en los anclajes y capuchones para protegerlos de la intemperie. Dentro de los tubos guía de las cajas de conexión se inyecta cera en caliente (a una temperatura aproximada de 100°C) que una vez solidificada sellará a la caja contra la filtración de agua. Después se colocan los anillos amortiguadores y los tubos antivandálicos.

Todas las actividades de pintura de la estructura de acero se deben realizar preferentemente antes de la colocación de cables y anclajes. Si por algún motivo se tienen que realizar después de colocados éstos deben protegerse. Los tubos antivandálicos y las coronas se pintan de negro, de preferencia antes de colocarse.

Al final se realizan todas las actividades de detalle, como son: pintura de los parapetos, colocación de sellos, acabados, limpieza, etc. El sello elástico entre la trabe principal y la guarnición debe colocarse con cuidado para evitar que se bote.

En forma simultánea se terminan todas las actividades bajo el puente como son vialidades, banquetas, señalamientos, etc.

Al mismo tiempo se concluyen todas las actividades de remodelación sobre la calzada I. Zaragoza, como son: encarpetao, jardinería, instalaciones, señalización, etc.



7. Estudio económico del puente atirantado Rojo Gómez

7.1 Catálogo de conceptos

A continuación se enumeran los conceptos generales que contiene el proyecto de cualquiera de los puentes atirantados sobre la Calz. I. Zaragoza.

Concepto	Descripción
1. Preliminares	Contiene todas aquellas actividades necesarias para dejar el área de trabajo lista para iniciar el proyecto como son: demoliciones, tala de árboles, desmonte de postes y cables, instalación de casetas, etc.
2. Confinamiento	Contiene aquellos trabajos que se requieren para el inicio seguro y ordenado de las maniobras como son: colocación de barreras, señalamientos, iluminación, etc.
3. Infraestructura	Contiene todos aquellos trabajos que se realizan del nivel del terreno natural hacia abajo del mismo, como son: excavaciones, plantillas de cimentación, losa de fondo y contratrabes en aireplenes, hincado de pilotes, cajones y zapatas de los apoyos de concreto, etc.
4. Subestructura	Son todos aquellos trabajos necesarios para la elaboración de los elementos comprendidos entre el nivel del terreno natural y el lecho alto de la estructura de concreto, como son: marcos de concreto, aireplenes, apoyos de neopreno, topes para sismo, terraplenes, etc.
5. Superestructura	Son aquellos trabajos necesarios para la construcción del tablero y sistema de piso del puente, como son: estructura metálica, losa de rodamiento, juntas de calzada, cables, anclajes, apoyos de neopreno, etc.
6. Obras hidráulicas	
7. Alumbrado	
8. Señalamiento vertical	
9. Señalamiento horizontal	
10. Seguridad	
11. Obras viales adyacentes complementarias	

## 7.2 Costo total del puente

A continuación se indican los costos para cada concepto del proyecto del puente Rojo Gómez, a precios de mayo de 1991.

Concepto	Costo (millones de pesos)
1. Preliminares	240'
2. Confinamiento	150'
3. Infraestructura	1,596'
4. Subestructura	1,286'
5. Superestructura	4,700'
6. Obras hidráulicas	600'
7. Alumbrado	426'
8. Señalamier vertical	128'
9. Señalamier horizontal	33'
10. Seguridad	237'
11. Obras viales adyacentes	1,050'
12. Extras	<u>955'</u>

Costo total de todos los conceptos 11,601' millones de pesos

Los conceptos 3, 4 y 5 comprenden los trabajos relativos a la construcción del puente de terraplén sur a terraplén norte, por lo que la suma de sus costos nos da el costo real aproximado del puente.

- Infraestructura	1,596'
- Subestructura	1,286'
- Superestructura	<u>4,700'</u>

Costo total del puente 7,582' millones de pesos

Area total del puente  $A = 6,286 \text{ m}^2$   
(desde el inicio del terraplén sur hasta el inicio del terraplén norte).

Costo del puente por metro cuadrado:  $c = \$1'206,172 \text{ M.N./m}^2$

### 7.2.1 Aspectos económicos de obra terminada

Para mencionar algunos aspectos económicos de estos puentes atirantados tomaremos como ejemplo los datos de Rojo Gómez, el primero de los seis puentes en terminar de construirse.

El puente tiene una longitud total de 435 m, medidos desde el inicio del terraplén sur al final del terraplén norte, con un ancho promedio de 14.70 m para alojar 4 carriles de circulación.

## 7.2 Costo total del puente

A continuación se indican los costos para cada concepto del proyecto del puente Rojo Gómez, a precios de mayo de 1991.

Concepto	costo (millones de pesos)
1. Preliminares	240'
2. Confinamiento	150'
3. Infraestructura	1,596'
4. Subestructura	1,286'
5. Superestructura	4,700'
6. Obras hidráulicas	800'
7. Alumbrado	426'
8. Señalamier vertical	128'
9. Señalamier horizontal	33'
10. Seguridad	237'
11. Obras viales adyacentes	1,050'
12. Extras	<u>955'</u>

Costo total de todos los conceptos 11,601' millones de pesos

Los conceptos 3, 4 y 5 comprenden los trabajos relativos a la construcción del puente de terraplén sur a terreplén norte, por lo que la suma de sus costos nos dá el costo real aproximado del puente.

- Infraestructura	1,596'
- Subestructura	1,286'
- Superestructura	<u>4,700'</u>

Costo total del puente 7,582' millones de pesos

Area total del puente  $A = 6,286 \text{ m}^2$   
(desde el inicio del terraplén sur hasta el inicio del terraplén norte).

Costo del puente por metro cuadrado:  $c = \$1'206,172 \text{ M.N./m}^2$

### 7.2.1 Aspectos económicos de obra terminada

Para mencionar algunos aspectos económicos de estos puentes atrirantados tomaremos como ejemplo los datos de Rojo Gómez, el primero de los seis puentes en terminar de construirse.

El puente tiene una longitud total de 435 m, medidos desde el inicio del terraplén sur al final del terraplén norte, con un ancho promedio de 14.70 m para alojar 4 carriles de circulación.

A continuación se desglosa el costo total aproximado del puente en porcentaje para cada concepto:

Concepto	%	\$/m2 aprox;
Estructura de acero	26.3	\$313,913/m <sup>2</sup>
Cables	4.8	57,587 "
Anclajes	14.0	167,364 "
Estructura de concreto (1)	18.4	219,505 "
Cimentación	21.1	251,340 "
Losa de rodamiento (2)	15.4	183,060 "
	100%	\$1'192,520.00/m <sup>2</sup>

Costo total aproximado \$7,573'000,000.00

Area total 6,350 m<sup>2</sup>

- (1) Incluye aireplenes y marcos de concreto  
 (2) Carpeta, banquetas, parapetos, deflectores, etc.

De lo anterior puede observarse que:

El costo total del puente por metro cuadrado lo hace altamente competitivo con respecto a puentes tradicionales en condiciones similares.

El costo de los cables es pequeño.

El costo de los anclajes es grande, aunque incluye el servicio de instalación, tensado de los cables y el costo de accesorios del sistema.

El costo de la cimentación, como era de esperarse, es razonable.

A continuación se mencionan algunas cantidades interesantes acerca del proyecto:

Concreto utilizado = 4,500 m<sup>3</sup> aprox. = 0.70 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>  
 Estructura de acero = 371.1 ton = 158.5 kg/m<sup>2</sup>  
 Estructura de acero = 140.0 kg/m<sup>2</sup>  
 (sin incluir el peso de las coronas)

Cables = 8,750 ml de torón (Ø = 0.6")  
 = 11,375 kg  
 = 4.86 kg/m<sup>2</sup>

7.2.2. Costos de algunos conceptos especialesCables

Concepto	Unidad	Cant.	P.U.	Costo
CL-1	ml	204	494,746	100'928,184
CL-2	ml	163	320,943	52'311,709
CL-3	ml	132	320,943	42'344,476
CC-1	ml	102	951,936	97'097,472
CC-2	ml	81.5	494,746	40'321,799
CC-3	ml	66	494,746	32'653,236
			Total	\$365'678,876

Anclajes

Pasivos	pza	36	12'246,939	440'889,804
Activos	pza	36	17'274,150	621'869,400
			Total	\$1,062'759,204

Coronas

Concepto	Unidad	Cant.	P.U.	Costo/pza.
Corona central	kg	9144.8	8,338	76'249,342
Lateral	kg	5505.5	8,338	45'904,859

Para el puente:

Son 2 coronas centrales	76'249,342	x 2	=	152'498,680
Son 4 coronas laterales	45'904,859	x 4	=	183'619,440
		Total		\$ 336'118,120

Concepto	Unidad	Cant.	P.U.	Costo/pza.
<u>Cajas de conex.</u>	kg/pza	748.68	5,000	3'743,400

Para el puente:

Son 36 cajas de conexión	3'743,400	x 36	=	\$134'762,400
--------------------------	-----------	------	---	---------------

Concepto	Unidad	Cant.	P.U.	Costo
<u>Trabes princip.</u>	kg	176,880.32	5,000	884'401,600
<u>Trabes secund.</u>	kg	126,952.67	5,000	634'763,350
		Total		\$ 1,519'164,950

Comparación de costo entre diferentes puentes

Son 6 puentes vehiculares atirantados los que se han proyectado y construido en la Calzada I. Zaragoza, todos ellos tienen diferentes dimensiones, aunque su estructuración es igual.

A continuación se compara el costo total y el costo por metro cuadrado para los siguientes puentes:

Puente	<u>Telecomunicaciones</u>	<u>Rojo Gómez</u>	<u>C. Bonilla</u>
Longitud (L)	450 m	435 m	500 m
Ancho prom. (b)	8.60 m	14.45 m	25 m
Area (Lxb)	3870 m <sup>2</sup>	6286 m <sup>2</sup>	12,500 m <sup>2</sup>
No. de carriles	2	4	6

La longitud del puente se ha medido desde el inicio del terraplén sur hasta el inicio del terraplén norte. El ancho promedio del puente corresponde a la dimensión desde el paño exterior de una trabe principal a la otra, (el ancho a paños de estructura).

Costo por puente

<u>Concepto</u>	<u>Telecomunicaciones</u>	<u>Rojo Gómez</u>	<u>C. Bonilla</u>
1. Preliminares	211'225,160	142'917,100	78'995,946
2. Confinamiento	83'015,398	193'441,670	179'191,830
3. Infraestructura	1,048'312,400	1,959'253,700	2,098'980,400
4. Subestructura	985'703,920	1,448'801,800	2,216'649,900
5. Superestructura	3,572'296,800	4,979'084,600	5,738'448,200
6. Obras hidráulic.	449'781,080	992'744,980	375'772,710
7. Alumbrado	454'606,970	502'659,540	941'043,000
8. Señalamiento vertical	747'952,890	159'794,800	76'550,577
9. Señalamiento horizontal	309'135,170	41'629,640	34'196,683
10. Seguridad	361'601,210	165'000,980	321'126,560
11. Obras viales adyacentes	972'251,310	511'309,800	2,542'307,800
12. Conceptos adicionales	66'975,842	24'011,388	00
13. Conceptos extraordinarios	<u>555'122,490</u>	<u>1,452'218,600</u>	<u>551'175,820</u>
Total	8,866'484,000	12,572'453,023	15,154'520,440
Σ 3 + 4 + 5	5,606'313,100	8,387'140,100	10,054'078,000
Area total	3870 m <sup>2</sup>	6286 m <sup>2</sup>	12500 m <sup>2</sup>
Costo/m <sup>2</sup> \$/m <sup>2</sup>	\$1'448,600/m <sup>2</sup>	\$1'334,257 m <sup>2</sup>	\$804,326/m <sup>2</sup>

La suma de los conceptos 3, 4 y 5 indica el costo total de la estructura del puente, el costo por metro cuadrado de puente se ha obtenido dividiendo la suma de los conceptos 3, 4 y 5 entre el área total.

Se concluye que mientras más grande es el puente más económico y competitivo resulta. El costo por metro cuadrado para una estructura convencional en condiciones como las planteadas varía entre \$1'500,000 y \$2'000,000.

### 7.3 Programa de obra

Debido a que los puentes vehiculares son una obra inducida por el paso del metro sobre la Calz. I. Zaragoza, el plazo de terminación de los puentes y por lo tanto el programa de obra, quedaron supeditados a la fecha de inauguración del Metro.

En la fig. 7.3.1. se presenta el programa de obra del puente Rojo Gómez (de 4 carriles), el primero en terminarse. El tiempo total de ejecución de esta obra fue de 10 meses, habiéndose iniciado los trabajos preliminares en julio de 1990 e inaugurándose el 3 de mayo de 1991.

En la gráfica se muestran sólo las fechas de inicio y fin de actividades, entre estas fechas pueden existir tiempos muertos no especificados. La duración efectiva estimada de cada actividad se indica al extremo derecho de cada barra.





## 8. CONCLUSIONES

A continuación presentamos en síntesis los aspectos que consideramos más importantes del presente trabajo. Hemos dividido estas conclusiones en diferentes campos como son: análisis, diseño, construcción, etc. debido a la amplitud y diversidad de puntos que se mencionan. Además incluimos algunos detalles muy particulares de estos puentes y que los hacen estructuras únicas en el mundo.

### Conclusiones generales

- \* Es factible diseñar y construir puentes vehiculares atirantados de claro central corto (55.0 m aprox.) en una zona urbana y con las condiciones planteadas en este proyecto.
- \* La economía y el aspecto estético les permite competir con ventaja a este tipo de estructuras contra soluciones típicas a base de concreto o acero.
- \* El propósito fundamental de obtener una estructura ligera que se comporte en forma adecuada en suelos altamente compresibles y poco confiables se cumple totalmente con estos puentes atirantados.
- \* Por la gran aceptación que ha tenido recientemente este tipo de edificaciones en el mundo y la versatilidad que ofrecen ante diferentes condiciones se vislumbra un excelente futuro para las estructuras atirantadas.

### Conclusiones referentes al análisis

- \* El comportamiento no lineal de las estructuras atirantadas obliga a realizar hipótesis simplificadoras durante el análisis. Este se debe llevar a cabo por etapas calculando la rigidez de la estructura para cada una y superponiendo los resultados de cada etapa para obtener el estado final de fuerzas y deformaciones de la estructura.
- \* Debido a la ligereza de la estructura la carga viva es la acción que provoca los efectos más importantes. La carga viva que rige es la que corresponde a camiones tipo establecidos por las normas de la AASHTO y de la SCT.

- \* Se puede controlar el comportamiento de la estructura por medio de la aplicación de tensiones en los cables. Esto permite disminuir los efectos de la carga viva obteniéndose un estado de esfuerzos más uniforme para la combinación de cargas permanentes más carga viva, y permitiendo también reducir los efectos de los hundimientos diferenciales sobre la estructura.
- \* Para tomar en cuenta el cambio de rigidez que sufren los tirantes cuando varía la tensión en ellos, se calcula el que se denomina "módulo de elasticidad equivalente". Este módulo se incrementa con la tensión en el tirante y brinda resultados aproximados que se deben calcular por etapas conforme varía la fuerza en los tirantes.
- \* Los efectos de los hundimientos diferenciales se minimizan mediante el uso de articulaciones que independizan los tramos norte y sur del puente.

#### Conclusiones referentes al diseño

- \* Los efectos de la fatiga se hicieron más severos al ser la carga viva la que produce los mayores esfuerzos. La variación de esfuerzos considerando  $2 \times 10^6$  ciclos de carga hizo necesario incrementar las secciones de algunos elementos, esto se hizo más patente en los cables donde fue requerido en algunos casos duplicar el número de torones que los forman para disminuir los esfuerzos actuantes y entrar en los rangos permisibles para fatiga.
- \* No existen reglamentos o especificaciones aplicables particularmente a estructuras atirantadas, para este efecto las normas AASHTO se deben complementar con las normas de los organismos especializados como la FIP (Federación Internacional del Presfuerzo) o el PTI (Post-Tensioning Institute), así como con las recomendaciones de los fabricantes de cables, anclajes y demás dispositivos especiales.
- \* Las especificaciones de la SCT para puentes se limitan a traducir lo indicado en las especificaciones de la AASHTO (American Association of State Highway and Transport Officials). En ocasiones es necesario realizar adaptaciones o utilizar criterios establecidos en el Reglamento de Construcciones de Distrito Federal para situaciones no consideradas en las normas AASHTO, como sucede en el caso de análisis sísmico.

### Conclusiones referentes al aspecto económico

- \* El costo por metro cuadrado de puente resulta muy atractivo comparándolo con el de estructuras típicas (puentes presforzados o de acero) en las condiciones planteadas.
- \* El costo de los anclajes y sus accesorios resulta muy grande y desproporcionado con respecto al de las demás partes de la estructura.
- \* El costo de la cimentación es pequeño, acorde al peso de la estructura; y resulta mucho menor que el de una estructura convencional en las mismas condiciones.

### Conclusiones técnicas

- \* Se puede observar el atraso tecnológico de México en este tipo de estructuras, en cuanto a la técnica del atirantamiento, ya que la mayoría de las empresas capacitadas para prestar este tipo de servicio son extranjeras.
- \* La corrosión en los tirantes que antes constituía un grave problema ahora se previene comúnmente con el uso de torones autoprottegidos a base de camisa de polietileno, brea y acero galvanizado.

### Conclusiones referentes al proceso constructivo

- \* Los tirantes brindan múltiples opciones para el proceso constructivo que se pueden adecuar a las necesidades de la calzada.
- \* Es difícil garantizar con exactitud la geometría del puente, ya que factores como el hundimiento regional, la vibración que produce el tránsito bajo el puente y los cambios de temperatura impiden un control estricto de la geometría durante el proceso constructivo.
- \* Las etapas constructivas más delicadas se dieron durante la colocación de las conexiones de los cables a las trabes y al extremo superior de las columnas. El control de calidad de las soldaduras es siempre importante, pero más durante esta etapa.

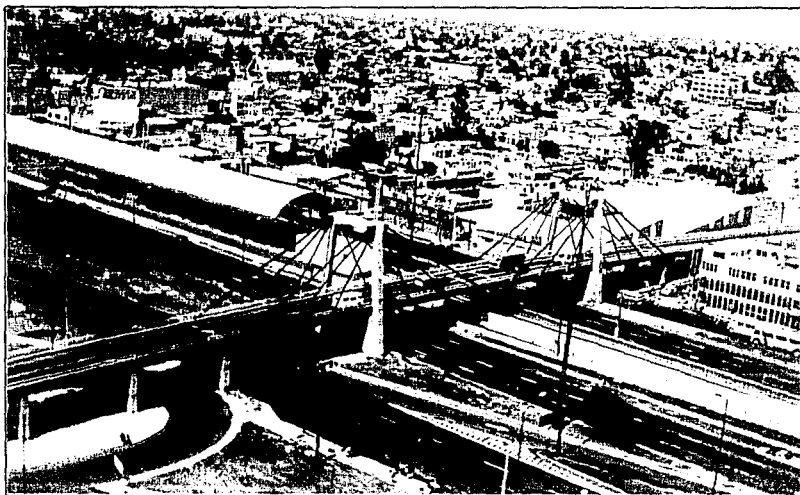
- \* Un eficiente control geométrico es vital durante la construcción de todo el puente. Las mediciones topográficas son indispensables para la verificación constante de distancias y niveles.
- \* Durante la aplicación de tensiones en los tirantes se deben verificar las fuerzas en forma doble, por medio de manómetros de precisión y registrando el alargamiento que sufre el torón. La correcta aplicación de tensiones es de vital importancia para controlar el estado de fuerzas y deformaciones del puente.
- \* Es indispensable una continua interacción entre el proyectista y el constructor, con el fin de evitar errores y cuidar detalles importantes en el funcionamiento de los puentes.

9. Bibliografía

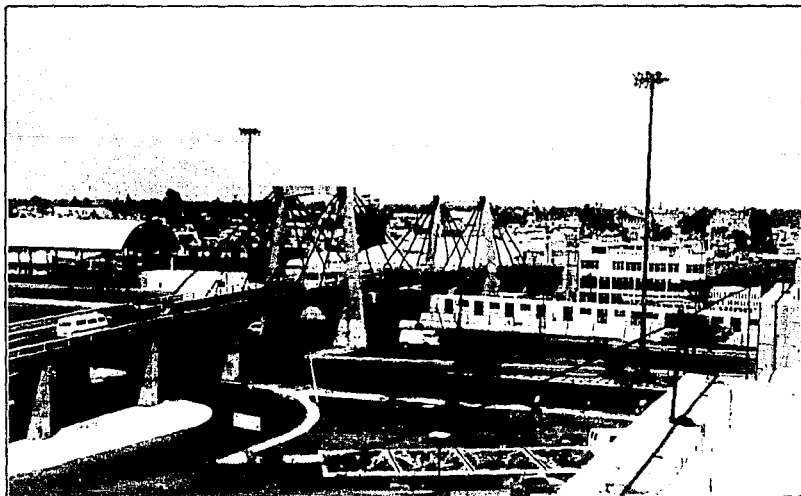
1. "Construction and design of cable-stayed bridges"  
Podolny Walter, Jr. and Scalzi John B.  
John Wiley and Sons.  
Second Edition, 1986. United States.
2. "Tentative recomendations for cable-stayed bridge structures".  
Journal of the Structural Division, ASCE.  
Vol. 103, No. 575, Mayo de 1977.
3. "Interaction between design and construction for cable-stayed bridges"  
by Yves Gauthier  
Freysinett Conference  
Marbella, 1989
4. "Puentes Atirantados"  
Sánchez Sánchez Adolfo  
Ponencia para el Congreso Mexicano de la Industria de la Construcción, 1989.
5. "Bridges"  
Fritz Leonhardt  
MIT Press, Cambridge, Massachusetts.
6. "Developments in bridge design and construction"  
Crosby Lockwood and Sons, LTD.  
Edited by K.C. Rockey, J.L. Bannister, H.R. Evans.  
University College, Cardiff, 1971.  
London, Great Britain, First Edition.
7. "Bridge Fatigue Guide"  
Design and details.  
Dr. John W. Fisher  
Lehigh University, Behtlehem, Pennsylvania.  
American Institute of Steel Construction, 1977.
8. "The design of Steel Bridges"  
Edited by K.C., Rochey and H.R. Evans  
First Edition.
9. "Cable Stayed Bridges"  
Edited by Carl C. Ulstrup  
Published by the ASCE  
May 9, 1988, New York

10. "Steel Bridges: The best of current practice"  
Charles G. Schilling  
Published by AISC  
Chicago, Illinois, 1985.
11. "Bridges and Transmission Line Structures"  
Edited by Lambert Tall  
ASCE, Published by  
New York, 1987.
12. "Design of modern steel Highway Bridges"  
C.P. Heins and D.A. Firmage  
John Wiley and Sons, New York  
1979, United States.
13. "Cable - Stayed Bridges". Theory and Design  
M.S. Troitsky.  
Crosby Lockwood  
Staphsy, London. 1977.
14. "Standard Specifications for Highway Bridges" (AASHTO)  
Fourteenth Edition  
Washington, 1989.
15. "Manual of Steel Construction" (AISC)  
First Edition, Chicago 1989.
16. "Stay Cables" (Freyssinett)  
Publishing by Freyssinett International  
France, 1987
17. "Cable - Stayed Bridges" (Stronghold)  
Publicado por Mexicana de Presfuerzo  
México, D.F., 1989.
18. "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal" y  
sus "Normas Técnicas Complementarias"  
Editado por el Departamento del Distrito Federal  
México, D.F., 1989
19. "SAP 86 Manual"  
Austin, Texas, 1989.
20. "M-Strudl User's Manual"  
Computer Aided Structural Technology, 1986
21. Manual de presfuerzo DEL (Equipo para pretensado y  
postensado)  
Publicado por Mexicana de Presfuerzo

22. Manual de Mexicana de Presfuerzo.
23. Manual de Cables "CAMESA".
24. Manual de anclajes "Stronghold".

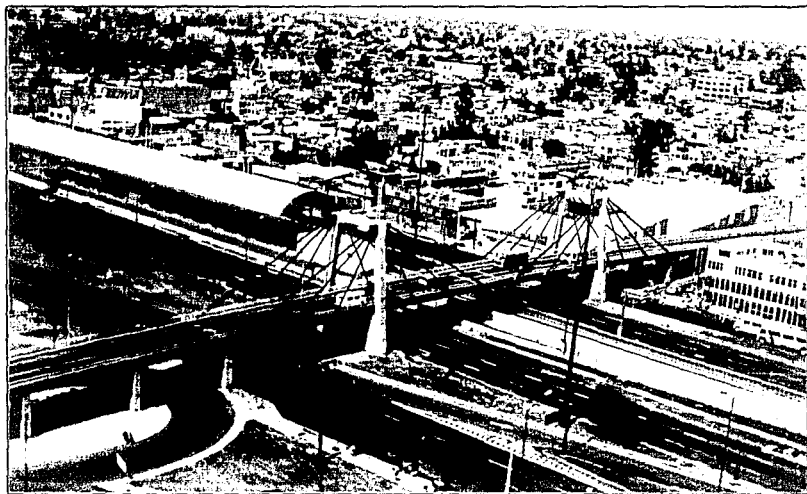


Panorámica. Puente Telecomunicaciones



Panorámica. Puente Telecomunicaciones





Panorámica. Puente Telecomunicaciones



Panorámico. Puente Telecomunicaciones