

08T(129)c

MFD: 498



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Guatemala, Centro América.

"CONSIDERACIONES ACERCA DEL USO DE  
PUENTES COLGANTES CORTOS EN  
CAMINOS DE ACCESO"

T E S I S

Presentada a la Junta Directiva de la

Facultad de Ingeniería

de la

Universidad de San Carlos de Guatemala

por:

RAÚL MEZA DUARTE

Al conferírsele el Título de:

INGENIERO CIVIL

Guatemala, agosto de 1969.

08T(129)c

MFD: 498



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

Guatemala, Centro América.

"CONSIDERACIONES ACERCA DEL USO DE  
PUENTES COLGANTES CORTOS EN  
CAMINOS DE ACCESO"

T E S I S

Presentada a la Junta Directiva de la

Facultad de Ingeniería

de la

Universidad de San Carlos de Guatemala

por:

RAÚL MEZA DUARTE

Al conferírsele el Título de:

INGENIERO CIVIL

Guatemala, agosto de 1969.

JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
DE LA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano:	Ing. Amando Vides Tobar
Vocal Primero:	Ing. Marco Antonio Cuevas
Vocal Segundo:	Ing. Francisco Ubieto
Vocal Tercero:	Ing. Adolfo Behrens
Vocal Cuarto:	Br. Eliseo Osorio
Vocal Quinto:	Br. Alfredo Bonatti
Secretario:	Ing. Héctor A. Centeno

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN  
GENERAL PRIVADO

Decano:	Ing. Amando Vides Tobar
Examinador:	Ing. Francisco Ubieto
Examinador:	Ing. José López Toledo
Examinador:	Ing. Guillermo Guzmán Ch.
Secretario:	Ing. José A. Massanet P.

DEDICO ESTE ACTO:

.....

A MIS PADRES:

Raúl Meza Molina  
Imelda Duarte de Meza

A MIS HERMANOS:

César Hiram,  
Eric Edilberto,  
Juan Antonio,  
Julia Imelda, y  
Lidia.

A MIS FAMILIARES Y AMIGOS.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR:

Cumpliendo con lo establecido por las leyes y reglamentos de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento ante vosotros mi trabajo de tesis titulado:

"CONSIDERACIONES ACERCA DEL USO DE  
PUENTES COLGANTES CORTOS EN  
CAMINOS DE ACCESO"

tema que me fuera asignado por la Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería.

## CONTENIDO

	Pág.
Introducción	1
CAPÍTULO I:	
GENERALIDADES ACERCA DE LOS PUENTES COLGANTES	3
1.1 Resumen Histórico de los Puentes Colgantes	3
1.2 Características Principales de los Puentes Colgantes	4
1.3 Partes de que Consta un Puente Colgante	6
1.4 Clasificación de los Puentes Colgantes	7
1.5 Análisis de los Puentes Colgantes Flexibles	11
CAPÍTULO II	
DISEÑO DE DOS PUENTES COLGANTES DE 40 Y 60 METROS DE LUZ PARA USO EN GUATEMALA	25
2.1 Especificaciones de Diseño	25
2.2 Esfuerzos de Diseño	27
2.3 Geometría de los Puentes	28
2.4 Diseño del Sistema de Piso	32
2.5 Péndolas	43
2.6 El Cable	44
2.6.1 Tensión Máxima para la Luz de 40 metros	45
2.6.2 Tensión Máxima para la Luz de 60 metros	45
2.7 Torres	51

## CONTENIDO

- II -

2.7.1	Diseño de las Torres para la Luz de 40 metros	52
2.7.2	Diseño de las Torres para la Luz de 60 metros	87
2.8	Anclajes	118
2.8.1	Diseño de los Anclajes para la Luz de 40 metros	119
2.8.2	Diseño de los Anclajes para la Luz de 60 metros	121

### CAPÍTULO III

PROCESO DE CONSTRUCCIÓN	125	
3.1	Materiales que pueden usarse en cada una de las partes del Puente	125
3.1.1	Sistema de Piso	125
3.1.2	Péndolas	126
3.1.3	Sistema de Suspensión	128
3.1.4	Torres	131
3.1.5	Anclajes	133
3.2	Proceso de Construcción de un Puente Colgante	136
3.2.1	Erección de las Torres	137
3.2.2	Construcción de los Anclajes	139
3.2.3	Montaje del Cable	139
3.2.4	Ajustes Iniciales de Montaje	141
3.2.5	Colocación de las Conexiones Péndola-cable, de las Péndolas y de las Vigas Transversales	142
3.2.6	Construcción del Sistema de Piso	143
3.2.7	Ajustes Finales de Montaje	143

## CONTENIDO

- III -

### CAPÍTULO IV

COMPARACION CON PUENTES DE OTROS TIPOS	145
4.1 Comparación de Costos	145
4.1.1 Costo de los Puentes de 40 metros de Luz	146
4.1.2 Costo de los Puentes de 60 metros de Luz	154
4.1.3 Comparación de Costos de Construcción	163
4.1.4 Comparación de Costos Actualizados	163
4.2 Comparación de Sistemas de Construcción	167
4.2.1 Puentes Colgantes Flexibles	167
4.2.2 Puentes de Concreto	167
4.2.3 Puentes de Acero	168
CONCLUSIONES	169
BIBLIOGRAFÍA	171

## INTRODUCCIÓN

En la República de Guatemala se hace indispensable la construcción de una serie de caminos de acceso a regiones que prometen ser centros de producción, con el objeto de integrar tales regiones a la Economía Nacional.

Las condiciones que imperan en esta clase de caminos, son varias, pudiéndose citar como las más importantes, la baja densidad de tráfico existente en la región que servirá el camino y la poca capacidad económica con que se cuenta en la mayoría de las veces.

Considerando las dos situaciones anteriores, resulta factor importantísimo el buscar las soluciones más económicas, que naturalmente deberán estar dentro de las especificaciones mínimas necesarias para la construcción de esta clase de caminos.

Uno de los elementos que integran un camino son los puentes, de los cuales existen diferentes tipos, estando entre ellos los Puentes Colgantes. Una estructura de este tipo perfectamente se puede emplear para caminos de acceso, pero en base a lo expuesto anteriormente, es necesario hacer un análisis para determinar hasta que punto conviene hacerlo, desde el punto de vista de costo y facilidad de construcción, y esto es precisamente el objetivo que se persigue en este trabajo de tesis.

Para lograr ese objetivo antes apuntado, se ha desarrollado el presente trabajo en la siguiente forma:

Para principiar, se habla de las generalidades de los puentes colgantes.

Luego se entra al diseño de dos puentes colgantes, indicándose los pasos a seguir en el proceso de cálculo, tanto de la superestructura como de la subestructura.

En seguida nos referimos a los procedimientos de construcción, dándose una serie de recomendaciones prácticas que se adaptan a nuestro medio, además de señalarse los diferentes materiales que pueden emplearse en cada una de sus partes.

A continuación se hace una comparación de costos y sistemas de construcción, con otros tipos de puentes, para establecer la conveniencia y ventajas que presentan los puentes colgantes.

Para terminar se establecen una serie de conclusiones que resumen los resultados obtenidos del presente estudio.

Se espera que el presente trabajo, llene, aunque en una mínima parte, el objetivo que se pretende, o que sirva de guía a quienes tengan que aplicarlo en un caso específico.

## CAPÍTULO I

GENERALIDADES ACERCA DE LOS PUENTES  
COLGANTES

## 1.1 Resumen Histórico de los Puentes Colgantes

El principio de los puentes colgantes data de épocas prehistóricas. Los hombres prehistóricos utilizaban este principio para cruzar precipicios, utilizando lianas como material para cables. Fueron los mejores puentes utilizados por los primitivos en el Sureste de Asia, América del Sur y África Ecuatorial. Los españoles que vinieron con Pizarro encontraron en los Andes del Perú muchos puentes que utilizaban el principio de los puentes colgantes, los cuales fueron componentes de las carreteras de los Incas. Las enredaderas tropicales eran utilizadas para fabricar cables, en algunos casos hasta de 12 pulgadas de diámetro. Otras civilizaciones antiguas también utilizaron el principio de los puentes colgantes, pero fue hasta que se desarrolló el uso del hierro y del acero que el principio de suspensión empezó a utilizarse en gran escala.

El primer puente colgante de metal fue construido en Europa en el año de 1741, con una luz de 70 pies. En América fue construido en el año de 1796 y entre los años de 1796 y 1810 se construyeron unos cincuenta puentes colgantes de acuerdo con la patente de diseño de este tipo, publicada por James Finlay. El más largo de estos, con una luz de 306 pies, fue construido en Filadelfia. En todas estas estructuras utilizaron cadenas forjadas a mano como sistemas de suspensión.

En 1816 fue construido en Estados Unidos de Norteamérica el primer puente colgante de cables, con una luz de 408 pies, el cual tuvo una duración de un año. El uso de

los puentes colgantes se generalizó en los países europeos y en los Estados Unidos, ideando varios métodos de análisis con el objeto de obtener soluciones económicas y especializando su construcción.

## 1.2 Características principales de los Puentes Colgantes

Un puente colgante, al igual que los otros tipos, es una estructura cuyo objeto es salvar una corriente de agua o una depresión del terreno en una carretera. Es decir que, funcionalmente todos los puentes son iguales; ahora bien, existen ciertos detalles que los hacen diferentes unos de otros, tal es el caso de los puentes suspendidos con los de otros tipos. A continuación se describen las características más sobresalientes de los puentes colgantes.

Primera: Su forma. Esta es tan peculiar que le da cierta elegancia y vistosidad a todo el conjunto. Además, su forma es una de las ventajas en este tipo de puentes, ya que permite dejar, sin mucha dificultad, un claro suficiente para el paso de transportes marítimos o fluviales.

Segunda: El análisis de la estructura. Por ser una estructura tan peculiar requiere métodos propios de análisis, usándose corrientemente tres, a saber:

- a) El de la Teoría Elástica.
- b) El de la Teoría de la Deflexión.
- c) El de las Series de Fourier.

El primero es un método aproximado; el segundo y el tercero son métodos exactos.

- a) La "Teoría Elástica" se deduce de la simple consideración del equilibrio elástico del sistema, sin tomar en cuenta el efecto que producen las deflexiones del cable,

bajo condiciones de carga viva, en el sistema de rigidez. Este método da valores de momentos de flexión y cortes demasiado altos en el sistema de rigidez, los cuales satisfacen la seguridad pero no lo económico. El método es expedito y teóricamente conveniente para un diseño preliminar y estimativo. En general, es suficientemente exacto para "luces cortas" y para diseños que tengan un sistema de rigidez excesivo, que limite las deflexiones a valores pequeños.

- b) La "Teoría de la Deflexión", al contrario de la Teoría Elástica, sí toma en consideración las deflexiones del cable, bajo carga viva, para el cálculo del sistema de rigidez, y por ello es que es un método más exacto. Esta teoría no toma en consideración las distorsiones secundarias de la curva del cable, ocasionadas por cargas concentradas, y asume que el cable permanece en forma parabólica bajo condiciones de carga viva. Esto es correcto cuando la carga viva abarca toda la luz del puente, pero para luces grandes y cargas concentradas de gran magnitud, las distorsiones en la curva del cable sí son considerables.
- c) El "Método de las Series de Fourier", sí toma en consideración las distorsiones secundarias de la curva del cable, y por ello es que, teóricamente, este es el método más exacto de análisis.

Tercera: Colocación de soportes parciales en diferentes puntos a lo largo de toda la luz, por medio de un sistema de cables. Es un método para reducir el momento de flexión en estructuras de luces largas. Un puente colgante es construido de manera que la carga muerta total esté soportada por los cables. Cuando la carga viva es aplicada a la estructura, la tensión en las péndolas trasmite toda esta carga, o la mayor parte de ella, si es que existe sistema de rigidez, a los cables. Para estructuras de luces lar-

gas esto es de particular importancia, puesto que la mayor parte de la carga es soportada axialmente por los cables.

**Cuarta:** Su construcción. Esta característica es una consecuencia de la primera, puesto que para la construcción de este tipo de puentes, no es necesario el empleo de obra falsa, aunque requiere ingenio y cierta especialización cuando se trata de luces grandes.

### 1.3 Partes de que consta un Puente Colgante

Se enumerarán las partes más sobresalientes. Se ha dibujado un puente tipo sencillo (Figura 1.1), en gran parte igual a los que se tratarán en el presente trabajo:

- a) Sistema de piso: Consta de vigas transversales o principales; vigas longitudinales o largueros; y superficie de rodadura.
- b) Péndolas.
- c) Cables.
- d) Sistema de rigidez (en la figura: armadura).
- e) Flecha.
- f) Torres.
- g) Anclajes.
- h) Contraflecha.

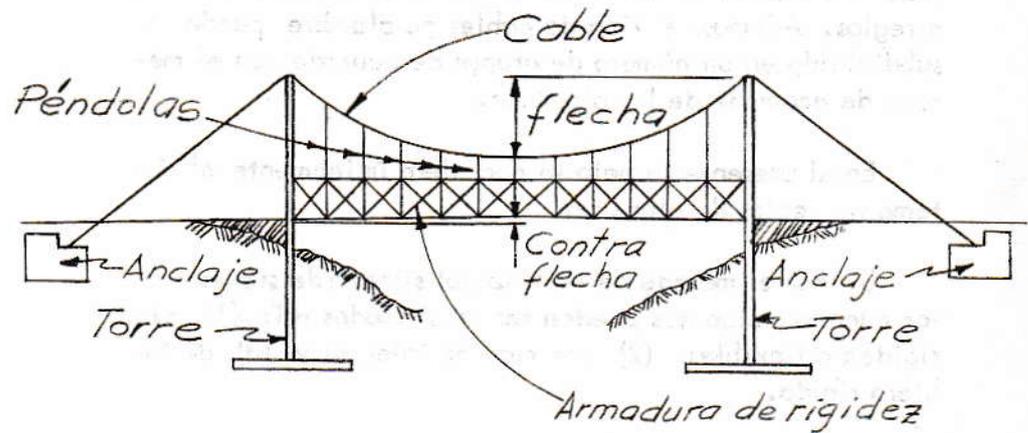


Figura 1.1

#### 1.4 Clasificación de los Puentes Colgantes

Este tipo de puentes pueden ser clasificados y agrupados de un número de maneras, la principal clasificación es la siguiente:

- a) Por el tipo de sistemas de suspensión.
- b) Por el método de rigidez del sistema de suspensión.

- c) Por la distribución de cargas del sistema de suspensión.
- d) Por el anclaje del sistema de suspensión.

a) Por el tipo de sistema de suspensión, los puentes colgantes pueden ser clasificados así: (1) cadenas de eslabones forjados; (2) cadenas de barras de ojo o de argollas; (3) cables de alambre; y (4) otra miscelánea de arreglos. Además, el tipo de cables de alambre puede ser subdividido en un número de grupos de acuerdo con el método de acomodo de los alambres.

En el presente trabajo se considera únicamente el sistema de cables de alambres.

b) Por el método de rigidez del sistema de suspensión, los puentes colgantes pueden ser clasificados así: (1) sin rigidez o flexibles; (2) con rigidez integral y (3) de tablero rígido.

(1) Sin rigidez o flexible: Es aquel que carece de un sistema que le proporcione rigidez, por lo que el cable asume la curva de equilibrio de la carga aplicada, y es indudablemente, el más sencillo y el de más bajo costo.

Este tipo de puente no es empleado para estructuras importantes, es decir, en aquellas carreteras en que el tráfico y las velocidades de diseño son tales que no prestaría un servicio eficiente. En caminos de acceso si es justificable su uso, ya que el tráfico es escaso y las velocidades son bajas.

En el boletín No. 11 del Departamento de Carreteras del Estado de Oregón de E.U.A., establecen que los puentes sin rigidez pueden ser usados bajo las siguientes condiciones:

- a) En estructuras forestales, y cuando la carga viva es insignificante.
- b) En construcciones pesadas de luces grandes, donde la relación de carga estática a carga móvil es tan grande que la rigidez es innecesaria.

Al decir sin rigidez, no significa que sean completamente flexibles, puesto que las vigas longitudinales o largueros proporcionan cierta rigidez, la cual es siempre menor que la rigidez total que necesita el puente. Así pues, las vigas longitudinales trabajan como vigas de rigidez parcial, además de transferir, como vigas continuas, la carga muerta y viva del tablero a las vigas transversales, siendo este el sistema más económico de rigidez.

Dados los propósitos que se persiguen, en el presente trabajo se consideran únicamente los puentes colgantes del tipo sin rigidez. Uno de estos propósitos es, quizás el más importante, justificar el uso de estas estructuras en caminos de acceso; y claro está que una razón convincente sería su bajo costo.

Conocida es la escasez de obras de infraestructura en nuestro país, siendo una de ellas: los caminos de acceso. Es necesario construir gran cantidad de estos para favorecer el desarrollo de regiones que actualmente se encuentran aisladas o con difícil acceso; pero debido a la poca capacidad económica del país, es indispensable que cada uno de los elementos que constituyen estos caminos, sean de bajo costo.

- (2) El tipo con rigidez integral, comúnmente designado como "encadenado", emplea miembros tirantes propios del sistema de suspensión, derivando en una rigidez suficiente sin el empleo de rigidez externa; es decir, que el

sistema de suspensión actúa también como sistema de rigidez, no siendo necesario el empleo de armaduras o vigas de rigidez (Figura 1.2). Este tipo no es usado generalmente, aunque si es posible en algunos casos.

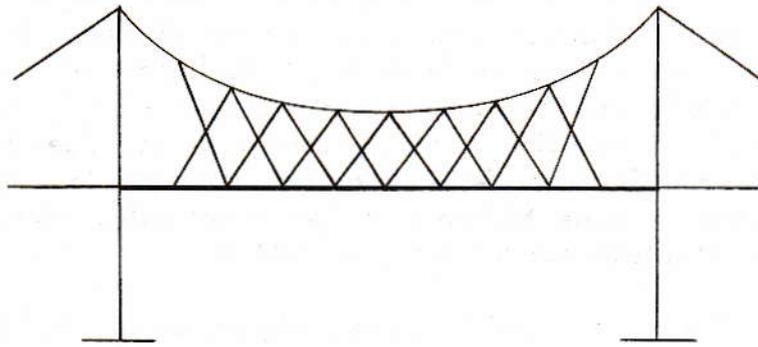


Figura 1.2

(3) El tipo de tablero rígido, obtiene su rigidez empleando armaduras o vigas, cuya función principal es restringir la deformación del cable bajo carga viva y absorber las cargas concentradas en las juntas con el sistema de piso y transmitir las, al menos en parte, al cable a través de las péndolas sobre una amplia área de distribución. Es usual asumir que la armadura de rigidez o viga de distribución, es suficiente para cargar uniformemente el cable, obteniéndose así reacciones iguales en las péndolas.

Este tipo de puentes puede subdividirse de acuerdo al número de articulaciones usadas en el sistema de rigidez, así:

Sin articulaciones o continuos.

Con una articulación.

Con dos articulaciones.

Con tres articulaciones.

c) Por la distribución de cargas del sistema de suspensión, generalmente se usan dos arreglos: (1) estructuras con los tirantes laterales cargados, y (2) estructuras con los tirantes laterales sin cargar. Un tirante lateral cargado produce mayor simetría en el perfil del cable. En nuestro caso se consideran únicamente los tirantes laterales sin cargar.

d) Por el anclaje del sistema de suspensión, pueden clasificarse así: (1) anclado externamente; y (2) autoanclado. El tipo más común es el de anclaje externo; este anclaje es masivo y funciona por gravedad, su función es resistir la componente vertical y horizontal de la tensión en el cable.

### 1.5 Análisis de Puentes Colgantes Flexibles

Este análisis se hará de acuerdo a la "Teoría Elástica", la cual está basada en cinco hipótesis, que son las siguientes:

- 1a. El cable se supone perfectamente flexible, tomando libremente la forma del polígono de equilibrio de las fuerzas suspendidas.
- 2a. La armadura se considera como una viga, inicialmente recta y horizontal, con un momento de inercia constante y sujeta al cable en toda su extensión.
- 3a. La carga muerta de todo el sistema se asume uniformemente distribuida en proyección horizontal, de tal ma

nera que la curva inicial del cable es una parábola.

- 4a. La forma y las ordenadas de la curva del cable se asume que permanecen inalterables durante la aplicación de las cargas.
- 5a. La carga muerta la soporta enteramente el cable y no causa ningún esfuerzo en la armadura de rigidez. La armadura es afectada solamente por la carga viva y por los cambios de temperatura.

Esta última hipótesis se basa en ajustes durante el proceso de construcción, los que implican regulación de las péndolas y del remachado de la armadura, cuando las condiciones asumidas de carga muerta y de temperatura se realizan.

Leyendo detenidamente cada una de las hipótesis descritas anteriormente, se puede determinar que el análisis de los puentes colgantes flexibles se basa exclusivamente en la 1a., 3a. y 4a. hipótesis, ya que las dos restantes se refieren específicamente al sistema de rigidez.

#### El Cable:

Si cargas verticales son aplicadas a un cable suspendido entre dos puntos, este asumirá la forma del polígono de equilibrio de las cargas aplicadas. El cable se considera perfectamente flexible, es decir, que no ofrece ninguna resistencia a la flexión. Eso significa que el cable no puede transmitir una fuerza más que a lo largo de su eje, es decir, que la tensión en un punto cualquiera será tangente a la curva asumida por el cable. Aunque los cables que se encuentran en la práctica no son perfectamente flexibles, la resistencia que ofrecen a encorvarse es tan pequeña que puede despreciarse sin cometer un grave error.

**Cable Parabólico:** Si un cable está suspendido entre dos puntos y soporta una carga que está uniformemente distribuida sobre la proyección horizontal de la curva funicular, adopta la forma, según se demostrará seguidamente, de una parábola. Los puntos de suspensión del cable, en este caso, se encuentran en un mismo plano horizontal. El cable de un puente colgante es un ejemplo de cable que soporta una carga que se asemeja mucho a la indicada anteriormente, ya que el peso del tablero está repartido uniformemente en proyección horizontal y los pesos del cable y las péndolas son pequeños en comparación con los de aquel y por tanto, pueden despreciarse. (Figura 1.3a).

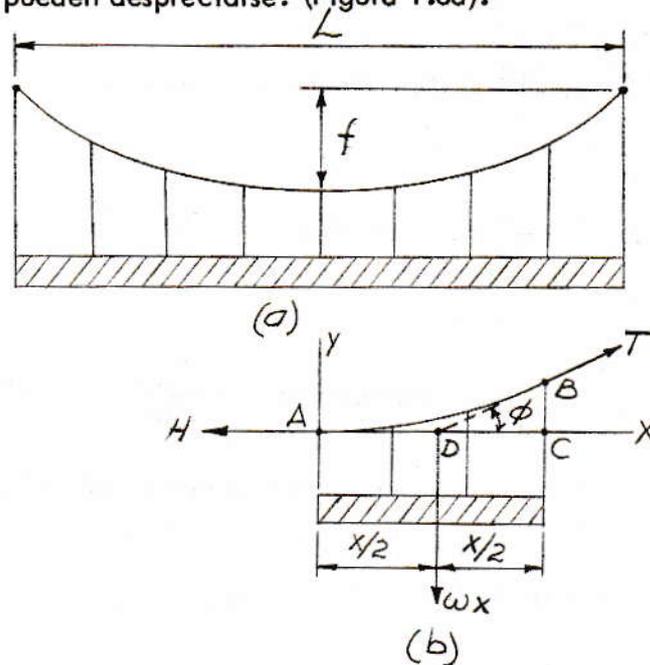


Figura 1.3

Para resolver el cable se utiliza la ecuación de la curva asumida por él (la parábola) y las ecuaciones que expresan las relaciones entre la luz, la flecha, la longitud del cable, la tensión, etc. Para determinar la ecuación

de la parábola se considera una parte AB del cable como un cuerpo libre (Figura 1.3b). Se toma como origen de coordenadas el punto más bajo del cable A, designando por H la tensión en este punto. La tensión en un punto cualquiera B se designará T. La porción del cable AB está en equilibrio bajo la acción de tres fuerzas: H, T y la carga vertical wx que actúa en el punto medio D de la distancia entre A y C. Puesto que esas tres fuerzas están en equilibrio tienen que ser concurrentes, por lo tanto, la línea de acción de T pasa por D. Las ecuaciones de equilibrio son:

$$F_x = T \cos \varnothing - H = 0 \dots\dots\dots (1)$$

$$F_y = T \operatorname{sen} \varnothing - wx = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Eliminando T en (1) y (2):

$$\operatorname{Tan} \varnothing = \frac{wx}{H} ; \text{ pero } \operatorname{Tan} \varnothing = \frac{2y}{x}$$

Luego:

$$\frac{2y}{x} = \frac{wx}{H}, \text{ despejando: } y = \frac{wx^2}{2H} \dots\dots\dots (3)$$

La curva, es pues, una parábola con el vértice en A y eje vertical.

Eliminando  $\varnothing$  de (1) y (2), tenemos:

$$T = \sqrt{H^2 + x^2 w^2} \dots\dots\dots (4)$$

Al aplicar las ecuaciones que anteceden lo que nos interesa es la tensión en el punto de apoyo, por ser el punto donde la tensión es máxima. Por lo tanto, si se designa por L la luz y f el valor máximo de y (la flecha), de las ecuaciones (3) y (4) se deduce:

$$H = \frac{wL^2}{8f} \dots\dots\dots (5)$$

$$T = \sqrt{H^2 + (\frac{1}{2} wL)^2}$$

$$T = \frac{1}{2} wL \sqrt{1 + \frac{L^2}{16 f^2}} \dots\dots\dots (6)$$

también:

$$T = \frac{wL^2}{8f} \sqrt{1 + 16 n^2} \dots\dots\dots (6)$$

Donde:  $n = f/L$

La longitud del cable se determina en función de la luz y de la flecha. La longitud de una curva cualquiera se obtiene por medio de la ecuación:

$$S = \int \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} dx$$

De la ecuación (3) se deduce:  $\frac{dy}{dx} = \frac{wx}{H}$

Por lo tanto:

$$1 = 2 \int_0^{L/2} \sqrt{1 + \frac{w^2 x^2}{H^2}} dx$$

Substituyendo por su valor la H, según ecuación (5), tenemos:

$$1 = 2 \int_0^{L/2} \sqrt{1 + \frac{64 f^2 x^2}{L^4}} dx$$

Puede obtenerse una expresión sencilla desarrollando la expresión contenida bajo el signo integral en una serie e integrando ésta término a término. Este método conduce al siguiente resultado:

$$1 = L \left( 1 + \frac{8}{3} n^2 - \frac{32}{5} n^4 + \dots \right) \dots (7)$$

Puesto que la razón "n" es generalmente pequeña, la serie converge rápidamente y para la mayoría de los casos que se presentan en la práctica es suficiente con utilizar los dos o tres primeros términos de la serie para obtener un valor bastante aproximada a 1.

**Deformación del cable.** Como resultado de una elongación elástica, deslizamiento en las monturas, o cambios de temperatura, la longitud del cable entre soportes puede alterarse una cantidad  $\Delta l$ ; como resultado de una deflexión de las torres o desplazamiento de las monturas, la luz puede alterarse una cantidad  $\Delta L$ . Siendo necesario saber el cambio que ocurre en la flecha del cable,  $\Delta f$ .

Para cables parabólicos, la longitud se puede hallar por medio de la ecuación (7), con suficiente aproximación. Diferenciando parcialmente esa ecuación con respecto a L y f, respectivamente, obtenemos dos nuevas ecuaciones:

$$\Delta l = \frac{1}{15} (15 - 40 n^2 + 288 n^4) \Delta L \dots \dots \dots (8)$$

$$\Delta l = \frac{16}{15} n (5 - 24 n^2) \Delta f \dots \dots \dots (9)$$

Igualando las ecuaciones (8) y (9):

$$\Delta f = \frac{15 - 40 n^2 + 288 n^4}{16 n (5 - 24 n^2)} \Delta L \dots\dots\dots (10)$$

La deflexión  $\Delta f$  podrá calcularse por medio de las ecuaciones (9) y (10) al conocerse  $\Delta l$  y  $\Delta L$ .

Para un cambio de temperatura de  $t$  grados, coeficientes de expansión  $\alpha$ , el cambio de longitud del cable será:

$$\Delta l = \alpha t l \dots\dots\dots (11)$$

La elongación elástica será:

$$\Delta l = \frac{HL}{EA} \left( 1 + \frac{16}{3} n^2 \right) \dots\dots\dots (12)$$

Donde  $E$  es el coeficiente de elasticidad y  $A$  es el área de la sección transversal del cable.

Para valores pequeños de  $\Delta f$ , el cambio en la tensión horizontal  $H$ , se obtiene por medio de la ecuación:

$$\Delta H = - \frac{H}{f} \Delta f \dots\dots\dots (13)$$

#### Puentes Colgantes sin Rigidez o Flexibles

La forma usual de estos puentes es según se indica en la figura 1.4. Consiste en un cable pasando sobre dos torres y anclado por tirantes a una fundación firme. El tablero está suspendido del cable por medio de las péndolas. Como no existe ninguna rigidez, el cable está libre de asumir la curva de equilibrio de las cargas aplicadas.

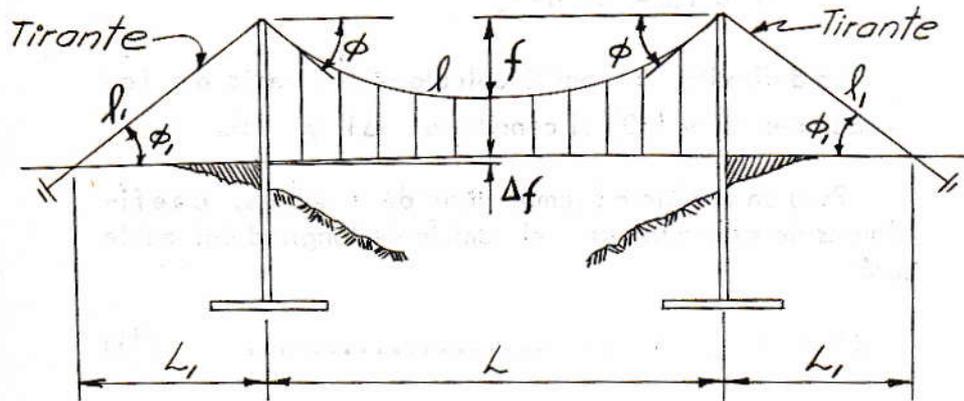


Figura 1.4

Esfuerzos en los cables y torres. Como el peso del cable y de las péndolas es pequeño en comparación con el del tablero, la combinación de los tres pesos se considera como uniformemente repartida sobre la proyección horizontal. Siendo esta la carga muerta total. La tensión máxima del cable bajo carga muerta, la cual ocurre en las torres, será:

$$T_w = \frac{wL^2}{8f} (1 + 16 n^2)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (6)$$

Donde  $w$  es la carga muerta total.

Para carga viva, la máxima tensión en el cable ocurrirá cuando esta cubra toda la luz del puente, y su valor será:

$$T_p = \frac{pL^2}{8f} (1 + 16 n^2)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (14)$$

Donde  $p$  es la carga viva.

Sumando los valores de las ecuaciones (6) y (14), obtendremos el esfuerzo total bajo carga muerta y viva en el cable:

$$T_{w+p} = \frac{(w+p) L^2}{8f} (1 + 16 n^2)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (15)$$

Si  $\theta_1$  es la inclinación de los tirantes con respecto a la horizontal, la tensión en ellos será:

$$T_1 = H \operatorname{Sec.} \theta_1 = \frac{(w+p) L^2}{8f} \operatorname{Sec.} \theta_1 \dots\dots\dots (16)$$

Si el cable y los tirantes tienen igual inclinación con respecto a las torres, la tensión en ellos será igual.

La reacción vertical del cable en las torres será  $(w+p) L/2$ .

Si los tirantes tienen la misma inclinación que el cable central, tendrán igual reacción vertical sobre las torres; por lo tanto, la reacción vertical total en las torres será:

$$V = (w+p) L \dots\dots\dots (17)$$

Asimismo, bajo la misma condición anterior, la reacción horizontal del cable central y de los tirantes laterales son iguales y de sentido contrario, por lo que se anulan.

Ahora bien, bajo condiciones de carga viva asimétrica, el cable transmite a las torres una fuerza horizontal " $\Delta H$ " (Figura 1.5), la cual se calcula en función de la fórmula (13). Asimismo, el sistema de piso, a través de los apoyos fijos de las vigas longitudinales sobre la viga infe-

rior de una de las torres, transmite simultáneamente con el cable esta misma fuerza horizontal " $\Delta H$ ", pero en sentido contrario (Figura 1.5); si los apoyos son móviles, lógicamente, la fuerza no es transmitida.

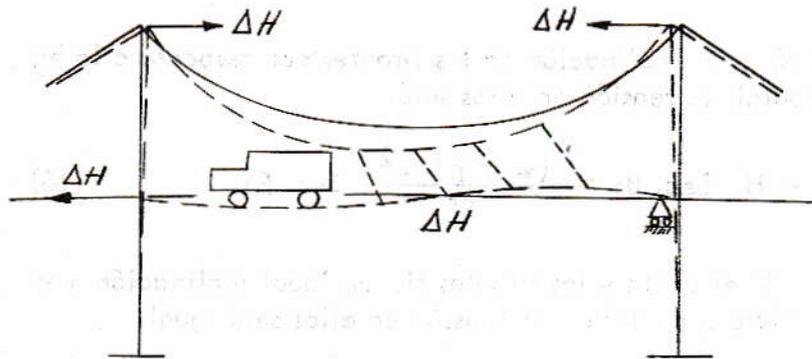


Figura 1.5

Deflexión del cable bajo carga simétrica. Bajo carga parcial, la curva parabólica inicial del cable deberá sufrir una distorsión. La máxima deflexión vertical en el centro del cable ocurrirá cuando una porción central de la luz " $kL$ " está cargada con carga viva ( $p$ ), sumada a la carga muerta ( $w$ ) que abarca toda la luz. (Figura 1.6).

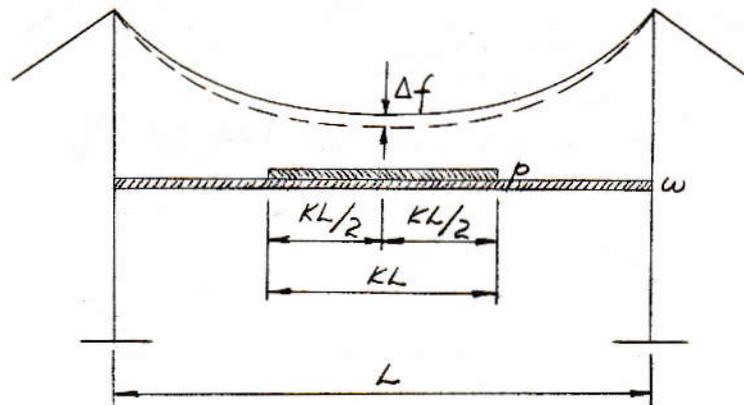


Figura 1.6

D.B. Steinman dá dos ecuaciones para calcular  $k$  y  $\Delta f$  con suficiente aproximación para valores de  $q$  de  $1/4$  a  $4$ , donde  $q = p/w$ .

$$\left. \begin{aligned} k &= 0.20 + 0.05 q \\ f &= (0.007 + 0.046 \times q - 0.0075 \times q^2) f \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18)$$

**Deformación del cable bajo carga asimétrica.** La máxima distorsión de la simetría del cable, representada por el máximo desplazamiento del vértice de la curva, ocurrirá al cargar uniformemente una distancia " $kL$ " a partir de un extremo de la luz. (Figura 1.7).

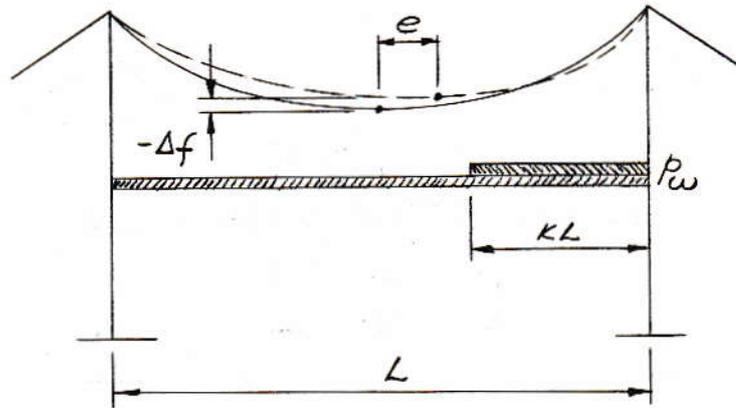


Figura 1.7

D.B. Steinman dá dos ecuaciones para calcular el desplazamiento "e" y la deflexión  $\Delta f$  del cable.

$$e = \left( \frac{1}{2} + \frac{w}{p} - \sqrt{\frac{w}{p} + \left( \frac{w}{p} \right)^2} \right) L \dots\dots\dots (19)$$

$$\Delta f = - \left( \frac{2e}{L + 2e} \right)^2 f \dots\dots\dots (20)$$

Deflexiones debidas a elongaciones del cable. La longitud total del cable, incluyendo los tirantes (Figura 1.4), es, por ecuación (7):

$$1 + 2l_1 = L \left( 1 + \frac{8}{3} n^2 - \frac{32}{5} n^4 \right) + 2 L_1 \text{Sec. } \theta_1 \dots (21)$$

Para un cambio de temperatura de  $t$  grados, la elongación total del cable será:

$$\Delta l = \alpha t (1 + 2l_1) \dots\dots\dots (22)$$

La elongación del cable debida a la deformación elástica, por ecuación (12), será:

$$\Delta l = \frac{H}{EA} \left[ L \left( 1 + \frac{16}{3} n^2 \right) + 2L_1 \text{Sec.}^2 \theta_1 \right] \dots (23)$$

Si el cable se desliza sobre los apoyos en las torres, la deflexión de la fecha ( $\Delta f$ ) se puede obtener substituyendo los valores anteriores de  $\Delta l$  en la ecuación (9).



## CAPÍTULO II

## DISEÑO DE DOS PUENTES COLGANTES DE 40 y 60 METROS DE LUZ PARA USO EN GUATEMALA

Los puentes se diseñarán de una sola vía. Esto se hace con el objeto de que el costo total de cada uno de ellos sea lo más bajo posible, ya que su uso será para caminos de acceso o vecinales.

El objetivo principal que se persigue al hacer estos diseños, es el de poder deducir posteriormente los respectivos costos, puesto que, estos constituyen una de las metas principales de este trabajo, para así establecer un término de comparación con otros tipos de puentes.

Se hace la aclaración de que, todos aquellos detalles como juntas, apoyos, etc., no se diseñarán, por considerarse que la no inclusión de estos, no tiene mayor repercusión en el costo total de la estructura.

## 2.1 Especificaciones de Diseño

Aquí en Guatemala no se cuenta con normas específicas para el diseño de puentes colgantes, por lo que se adoptarán algunas de las normas proporcionadas por la Standard Specifications for Highway Bridges, de la American Association of State Highway Officials (AASHO), Octava Edición de 1965, para otros tipos de puentes. Estas normas especifican el tipo de carga de diseño y la magnitud de las mismas, y así también el método de diseño, que es el de los esfuerzos de trabajo.

Se hará también uso de algunas de las especificaciones de la ACI 318-63.

### 2.1.1 Cargas de Diseño

En este tipo de puente colgante, dos cargas son las que intervienen: la Carga Muerta (CM) y la Carga Viva (CV).

#### (A) Carga Muerta

La Carga Muerta está constituida por el peso propio de cada uno de los elementos de la estructura. Para concreto reforzado y madera, el peso es de 150 libras por pie cúbico y 50 libras por pie cúbico, respectivamente, según AASHO 1.2.2.

#### (B) Carga Viva

La Carga Viva la constituye el peso de un vehículo motorizado y eventualmente el peso de peatones.

Se adoptará como Carga Viva, el peso de un camión standard H10-44, que según AASHO 1.2.5 tiene las características mostradas en la figura 2.1.

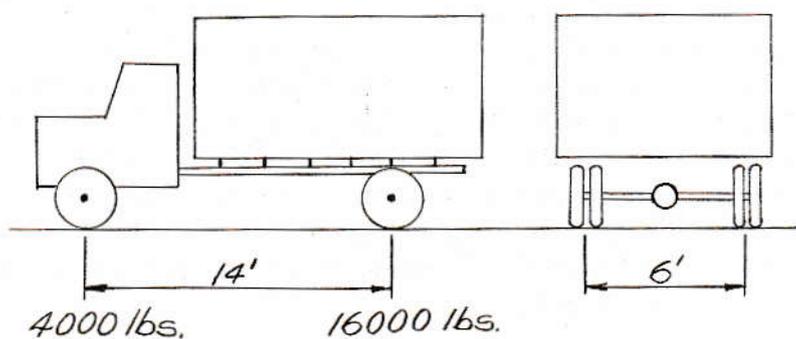


Figura 2.1 Carga Camión H10-44

Otro tipo de carga que la AASHO especifica es la Carga de Pista, la cual está formada por una carga uniformemente distribuida y una carga concentrada móvil.

## 2.2 Esfuerzos de Diseño

### (1) Madera

Se adoptarán los esfuerzos para madera corriente recomendados por Modern Timber Engineering, los cuales a continuación se enumeran:

Esfuerzo de tensión	1200 lbs/plg. <sup>2</sup>
Esfuerzo de compresión paralelo a las fibras	1000 "
Esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras	350 "
Esfuerzo de corte	100 "
Módulo de elasticidad	1200000 "

### (2) Concreto

Para concreto clase "A", la AASHO 1.4.11. da los siguientes esfuerzos:

resistencia a los 28 días	$f_c' = 3000 \text{ lbs/plg.}^2$
esfuerzo de compresión	$f_c = 0.4 f_c'$ $= 1200 \text{ lbs./plg.}^2$
esfuerzo de tensión	ninguno
esfuerzo de corte (sin refuerzo)	$v_c = 0.03 f_c'$ $= 90 \text{ lbs/plg.}^2$
relación de módulos de elasticidad	$n = 10$

## (3) Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo tiene diferentes grados de resistencia, el más generalizado en su uso es el de grado estructural, el cual, según AASHO 1.4.12, tiene las siguientes características:

punto de fluencia	$f_y = 33000 \text{ lbs/plg.}^2$
esfuerzo de tensión	$f_s = 18000 \text{ "}$
esfuerzo de adherencia	$u = 0.1 f_c'$ $= 300 \text{ lbs/plg.}^2$

Este acero es de baja resistencia, pero debido a que es el que con mayor facilidad se consigue en plaza, es el que más se usa.

## 2.3 Geometría de los Puentes

## 2.3.1 Flecha del Cable

Cuando los puentes colgantes carecen de un sistema que les proporcione rigidez, es conveniente que la flecha del cable sea lo menor posible; esto es con el objeto de reducir a un mínimo las deflexiones del cable bajo carga viva.

Para la luz de 40 metros, se asume una flecha de 4.70 metros, la cual nos da una relación flecha-cable de:

$$n = \frac{f}{L} = \frac{4.70}{40} = 0.1175$$

Para la luz de 60 metros, se asume una flecha de 5.00 metros, la cual nos da una relación flecha-cable de:

$$n = \frac{f}{L} = \frac{5.00}{60} = 0.0833$$

### 2.3.2 Torres

De las torres se darán únicamente sus alturas, el resto de sus dimensiones se determinarán al efectuar el diseño de cada una de ellas. Al asumir la altura superior, se tuvo el cuidado de dejar un claro vertical suficiente para el paso de vehículos grandes, la AASHO recomienda que este claro vertical tenga como mínimo 4.27 metros.

### 2.3.3 Espaciamiento de las Péndolas

Las péndolas se colocarán a cada dos metros en ambos puentes. Un espaciamiento mayor no es recomendable debido a que el momento en las vigas longitudinales y transversales se incrementa demasiado, y por consecuencia sus respectivas secciones; una sección grande significa mayor peso, el cual dificulta el montaje de las vigas.

### 2.3.4 Luces Laterales

La luz de los tirantes laterales se calcula en función de la tangente del ángulo que forman con la horizontal y de la altura superior de las torres. Generalmente este ángulo se asume igual al que forma el cable central con la horizontal que pasa por la parte superior de las torres; esto se hace con el objeto de que se anulen las tensiones horizontales que actúan sobre las torres. En nuestro caso así se hará, por lo que el ángulo lo calcularemos en función de la ecuación de la parábola.

(1) Para  $L = 40$  metros:

$$\text{Tan. } \theta = 4n ; \text{ pero también } \text{tan. } \theta = \frac{5.50}{L_1}$$

por lo que:

$$\frac{5.50}{L_1} = 4n ; \text{ de donde } L_1 = \frac{5.50}{4n} = \frac{5.50}{4 \times 0.1175} = 11.70 \text{ m}$$

$$\underline{L_1 = 11.70 \text{ m.}}$$

(2) Para  $L = 60$  metros:

$$L_1 = \frac{5.80}{4n} = \frac{5.80}{4 \times 0.0833} = 17.40 \text{ m}$$

$$\underline{L_1 = 17.40 \text{ m.}}$$

### 2.3.5 Sistema de Piso

El sistema de piso es igual en los dos puentes y está formado por los siguientes elementos:

- (1) Vigas transversales de madera, con alternativa de acero, a cada dos metros;
- (2) cinco vigas longitudinales o largueros de madera con alternativas de acero;
- (3) tablonces transversales;
- (4) dos carrileras de tres tablonces cada una; y
- (5) el barandal

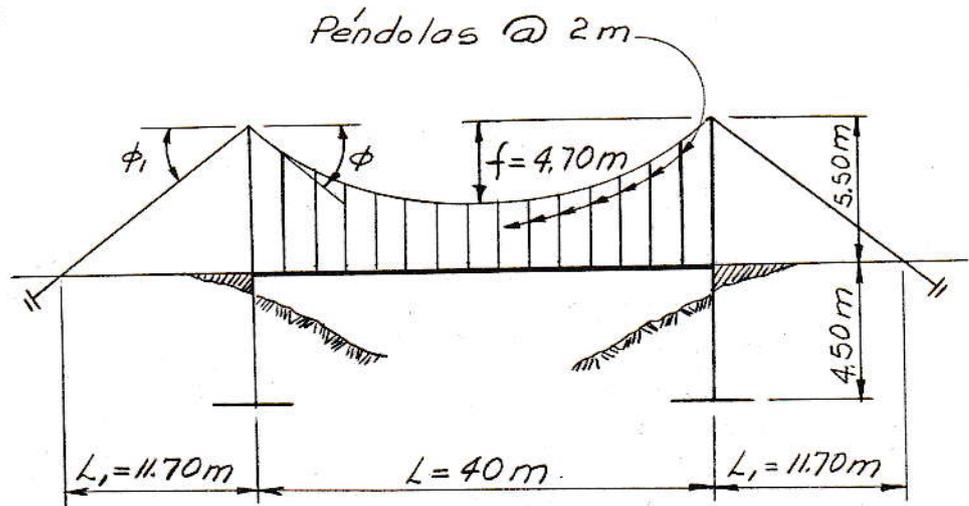


Figura 2.2 Puente de 40 metros.

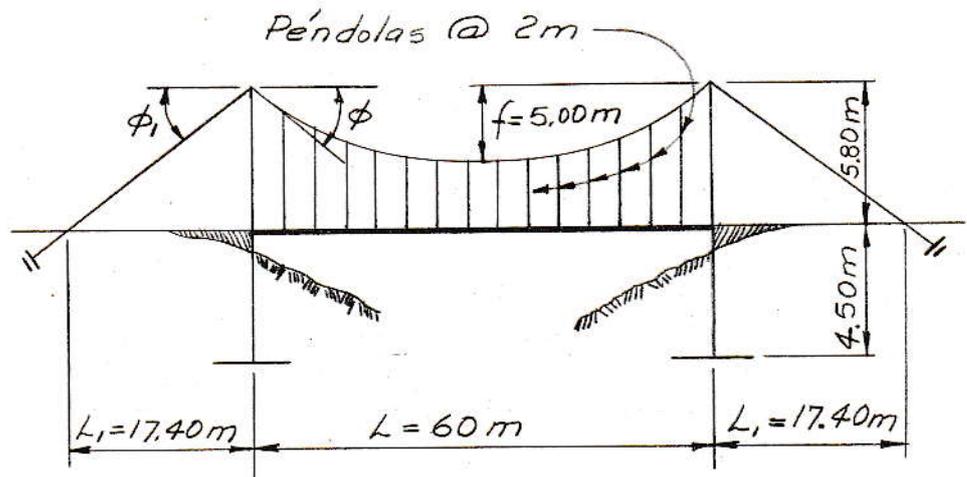


Figura 2.3 Puente de 60 metros.

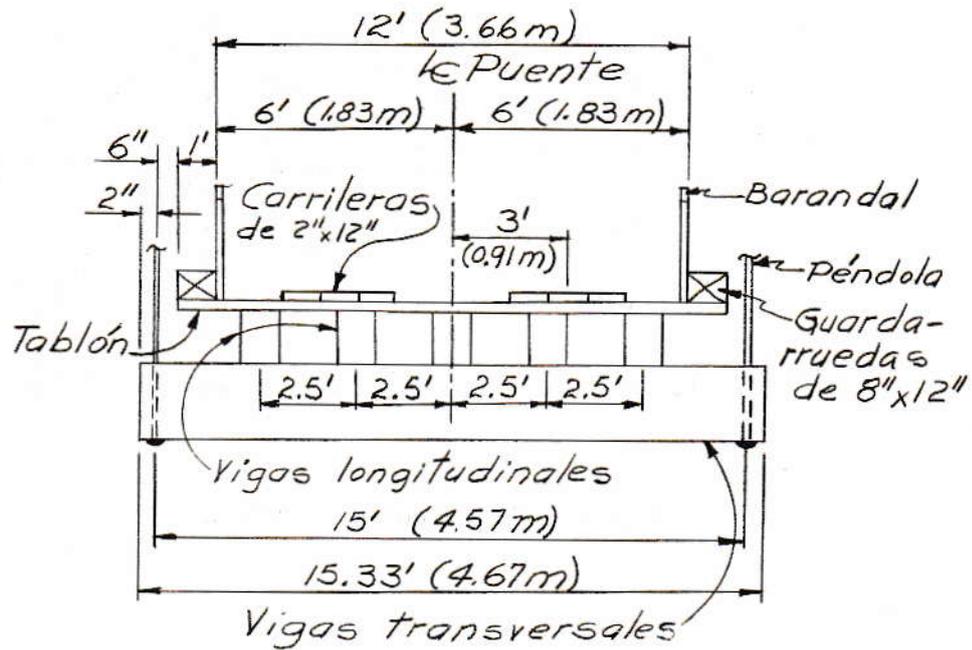


Figura 2.4 Sección Transversal Típica.

## 2.4 Diseño del Sistema de Piso

### 2.4.1 Barandal

El barandal se diseñará para soportar una carga horizontal uniformemente distribuida, de una magnitud de 100 lbs. por pie lineal. Esta carga actuará sobre el pasamanos del barandal.

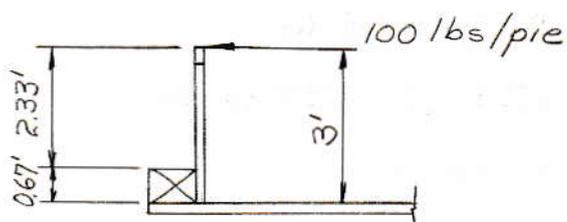


Figura 2.5

(1) Pasamanos:

$$\text{Corte} = V = wL/2 = 100 \times 6.56/2 = 328 \text{ lbs.}$$

$$\text{Momento} = wL^2/8 = 100 \times 6.56^2/8 = 539 \text{ lbs.-pie}$$

$$\text{Deflexión} = \Delta = L/360 = 6.56 \times 12/360 = 0.22''$$

Diseño de la sección:

Por corte:

$$A = 1.5 V/100 = 1.5 \times 328/100 = 4.92 \text{ plg.}^2 \quad 2'' \times 3''$$

Por momento:

$$S = M/f = 539 \times 12/1200 = 5.39 \text{ plg.}^3 \quad 3'' \times 3.5''$$

Por deflexión:

$$I = \frac{5wL^4}{384 E \Delta} = 15.8 \text{ plg.}^4 \quad 3'' \times 4''$$

Usar Pasamanos de 3'' x 4''.

34

(2) Postes:

$$V = 2 \times 328 = 656 \text{ lbs.}$$

$$M = 656 \times 2.33 = 1525 \text{ lbs-pie}$$

Diseño de la sección:

Por corte:

$$A = 1.5V/100 = 1.5 \times 656/100 = 9.84 \text{ plg.}^2 \quad 2'' \times 5''$$

Por momento:

$$S = M/f = 1525 \times 12/1200 = 15.25 \text{ plg.}^3 \quad 4'' \times 5''$$

Usar Postes de 4" x 5"

2.4.2 Tablón. Asumiéndolo de 3.5" x 12"

Los tablonos no se diseñan para la luz centro a centro, ni para la luz libre. La luz de diseño es el promedio de los dos anteriores. Asumiendo desde ya que el espesor de los largueros será de 12 pulgadas, la luz de diseño es la siguiente:

$$\text{Luz de diseño} = 2.5 - 12/(2 \times 12) = 2.00 \text{ pies}$$

Carga muerta

$$p \cdot \text{propio} = w = 3.5 \times 12/144 \times 50 = 14.6 \text{ lbs/pie}$$

$$M_1 = wL^2/8 = 14.6 \times 2^2/8 = 7.3 \text{ lbs-pie}$$

Carga viva

Se asume la carga de rueda repartida uniformemente sobre los tres tablonos de las carrileras.

$$P = 8000 \text{ lbs.}; \text{ de donde: } w = 8000/3 = 2670 \text{ lbs/pie}$$

$$M_2 = wL^2/8 = 2670 \times 2^2/8 = 1335 \text{ lbs-pie}$$

$$M_{\text{total}} = M_1 + M_2 = 7.3 + 1335 = 1342.3 \text{ lbs-pie}$$

Verificando la sección:

Por corte:

$$V = 14.6 \times 2/2 + 2670 \times 2/2 = 2684.6 \text{ lbs.}$$

$$v_c = 1.5 V/(bh) = 1.5 \times 2684.6/(3.5 \times 12) = 96 \text{ lbs/plg}^2$$

Por flexión:

$$f = M_c/I = 1342.3 \times 12 \times 1.75/(1/12 \times 12 \times 3.5^3) = 660 \text{ lbs/plg}^2$$

Como se puede apreciar, los esfuerzos de trabajo están dentro de los límites establecidos, por lo que la sección asu mida está correcta.

### 2.4.3 Largueros.

(1) De madera. Asumiéndolos de 12" x 14"

Carga muerta

$$p. \text{ propio} = 12 \times 14/144 \times 50 = 58.3 \text{ lbs/pie}$$

$$p. \text{ tablón} = 14.6 \times 2.5 = \underline{36.5 \text{ "}}$$

$$\text{carga muerta} = w_m = 94.8 \text{ lbs/pie}$$

$$M \text{ c.m.} = w_m L^2/8 = 94.8 \times 6.56^2/8 = 510 \text{ lbs-pie}$$

## Carga viva

$$P = 8000 \text{ lbs.}$$

$$M_{c.v.} = PL/4 = 8000 \times 6.56/4 = 13120 \text{ lbs-pie}$$

## Sobre carga

La AASHO establece que la sobre carga debe ser la carga camión incrementada un 100% en su peso; pero a la vez permite incrementar los esfuerzos de trabajo en 50% de su valor. En nuestro caso, por tratarse de puentes de una vía, la sobre carga resulta crítica, por lo que el diseño de los largueros y de las vigas transversales se hará en función de ésta.

A continuación se calculan los coeficientes de sobre carga, para carga muerta y carga viva.

$$\text{Coeficiente de c.m.} = 1/150\% = 0.67$$

$$\text{Coeficiente de c.v.} = 2/150\% = 1.33$$

Por lo tanto, por sobre carga, los valores de corte y momento de diseño, serán los siguientes:

$$V = 0.67 V_{c.m.} + 1.33 V_{c.v.} = 0.67 \times 94.8 \times 6.56/2 + 1.33 \times 8000 = 10807 \text{ lbs.}$$

$$M = 0.67 M_{c.m.} + 1.33 M_{c.v.} = 0.67 \times 510 + 1.33 \times 13120 = 17791 \text{ lbs-pie.}$$

Verificando la sección:

Por corte:

$$v_c = 1.5 V/(bh) = 1.5 \times 10807/(12 \times 14) = 97 \text{ lbs/plg}^2$$

Por momento:

$$f = M_c / I = 17791 \times 12 \times 7 / (1/12 \times 12 \times 14^3) = 545 \text{ lbs/plg}^2$$

Como se puede apreciar, los esfuerzos de trabajo están dentro de los límites establecidos, por lo que la sección asumida está correcta.

(2) De acero.

Carga muerta

$$p. \text{ propio (asumido)} = 20. \text{ lbs/pie}$$

$$p. \text{ tablón} = \underline{36.5 \text{ "}}$$

$$w_m = 56.5 \text{ lbs/pie}$$

$$M_{c.m.} = 56.5 \times 6.56^2 / 8 = 304 \text{ lbs-pie}$$

Carga viva

$$M_{c.v.} = 13120 \text{ lbs-pie}$$

Por sobre carga, el valor del momento de diseño es el siguiente:

$$M = 0.67 M_{c.m.} + 1.33 M_{c.v.} = 17653 \text{ lbs-pie}$$

$$S = M / f_b = 17653 \times 12 / 18000 = 11.8 \text{ plg}^3$$

USAR 12 JR 11.8 (AISC, página 1-20).

## 2.4.4 Vigas transversales

(1) De madera. Asumiéndolas de 12" x 18"

## Carga muerta

En la figura 2.6, la carga "P" corresponde a la fuerza transmitida por los largueros, la cual está formada por el peso de los tablonos y de los largueros. El momento producido por esta carga se calcula en función de la reacción y de la carga "P".

$$P = 94.8 \times 6.56 = 620 \text{ lbs.}$$

de donde:

$$R = 2.5 \times 620 = 1550 \text{ lbs.}$$

por lo que:

$$M_1 = 1550 \times 7.5 - 620 (2.5 + 5.0) = 7175 \text{ lbs-pie}$$

$$p. \text{ propio} = 12 \times 18 / 144 \times 50 = 75 \text{ lbs-pie}$$

$$M_2 = 75 \times 15^2 / 8 = 2120 \text{ lbs-pie}$$

$$M_{c.m.} = M_1 + M_2 = 9295 \text{ lbs-pie}$$

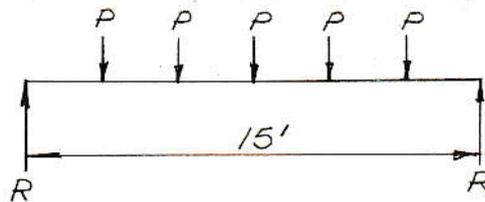


Figura 2.6

## Carga viva

Esta la constituye la carga del eje trasero del camión, el cual tiene una carga de rueda de 8000 lbs.

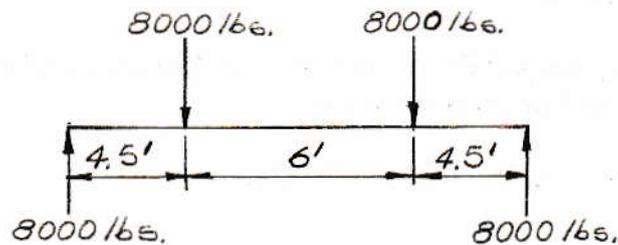


Figura 2.7

$$M_{c.v.} = 8000 (7.5 - 3.0) = 36000 \text{ lbs-pie}$$

Por sobre carga, los valores de corte y momento de diseño serán los siguientes:

$$V = 0.67 \times 2170 + 1.33 \times 8000 = 12050 \text{ lbs.}$$

$$M = 0.67 M_{c.m.} + 1.33 M_{c.v.} = 54200 \text{ lib-pie.}$$

Verificando la sección:

Por corte:

$$v_c = 1.5 V / (bh) = 1.5 \times 12050 / (12 \times 18) = 84 \text{ lbs/plg}^2$$

Por momento:

$$f = M_c / I = 54200 \times 12 \times 9 / (1/12 \times 12 \times 18^3) = 1000 \text{ lbs/plg}^2$$

Como se puede apreciar, los esfuerzos de trabajo están dentro de los límites establecidos, por lo que la sección asumida está correcta.

(2) De acero

Carga muerta

La carga "P" en este caso, será el peso de los tablonés y de los largueros de acero.

$$P = 56.5 \times 6.56 = 370 \text{ lbs.}$$

de donde:

$$R = 370 \times 2.5 = 925 \text{ lbs.}$$

por lo que:

$$M_1 = 925 \times 7.5 - 370 (2.5 + 5.0) = 4160 \text{ lbs-pie}$$

$$p. \text{ propio} = 30 \text{ lbs/pie (asumido)}$$

$$M_2 = 30 \times 15^2/8 = 845 \text{ lbs-pie}$$

$$Mc.m. = M_1 + M_2 = 5005 \text{ lbs-pie}$$

Carga viva

$$Mc.v. = 36000 \text{ lbs-pie}$$

Por sobre carga, el valor del momento de diseño será el siguiente:

$$M = 0.67 \times Mc.m. + 1.33 \times Mc.v. = 51350 \text{ lbs-pie}$$

$$S = M/f_b = 51350 \times 12/18000 = 34.3 \text{ plg.}^3$$

USAR 16 B 26 (AISC, página 1-22).

A continuación, en las figuras 2.8 y 2.9, se muestran las dos alternativas diseñadas para el sistema de piso, en madera y en acero-madera:

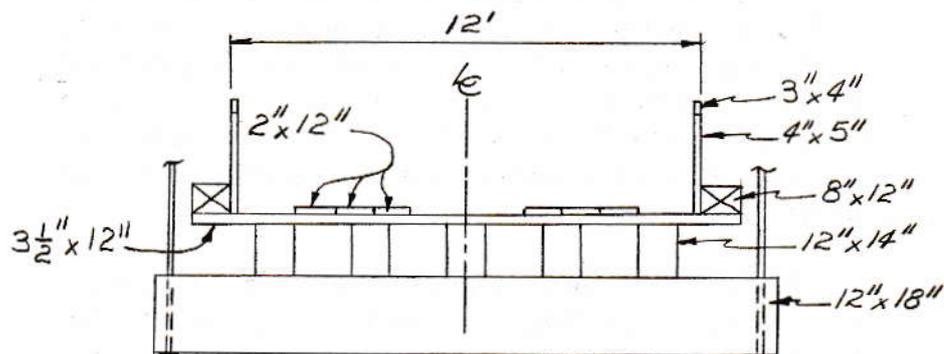


Figura 2.8 Sistema de piso de madera

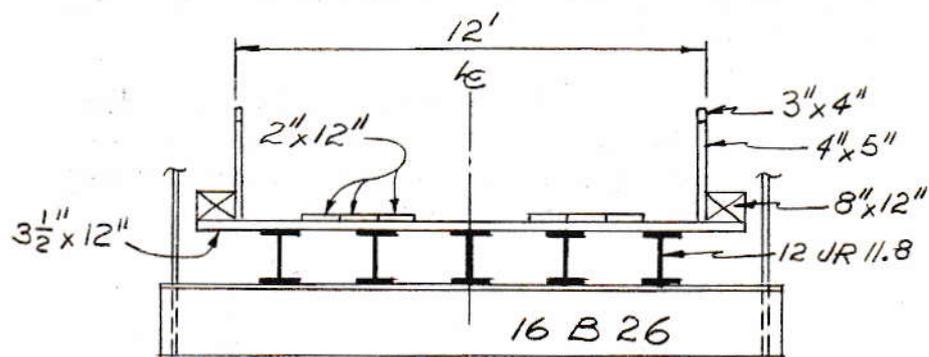


Figura 2.9 Sistema de piso de acero-madera

Teniendo a la vista las dos alternativas, habrá que decidir por una de ellas, o bien adoptar una solución intermedia. La tendencia es, lógicamente, emplear la mayor cantidad de elementos de madera, por ser este un material

nacional y además fácil de obtener en cualquier región del país.

Los elementos del sistema de piso será necesario cambiarlos cada cierto tiempo, debido al deterioro ocasionado por diversas circunstancias; este deterioro será más frecuente si son de madera. De todos los elementos del sistema de piso, los más difíciles de cambiar son las vigas transversales, por lo que es conveniente que sean de acero y no de madera.

Otra ventaja que se logra al emplear vigas transversales de acero, es que éstas son mucho menos pesadas que las de madera, por lo que su montaje durante la construcción se facilitará más.

En vista de lo anterior, la solución que se adoptará es la de emplear vigas longitudinales de madera y vigas transversales de acero.

Las vigas transversales de acero 16 B 26, fueron diseñadas con el peso de las vigas longitudinales de acero y no con el de las de madera. Haciendo el chequeo correspondiente, la sección resultó suficiente.

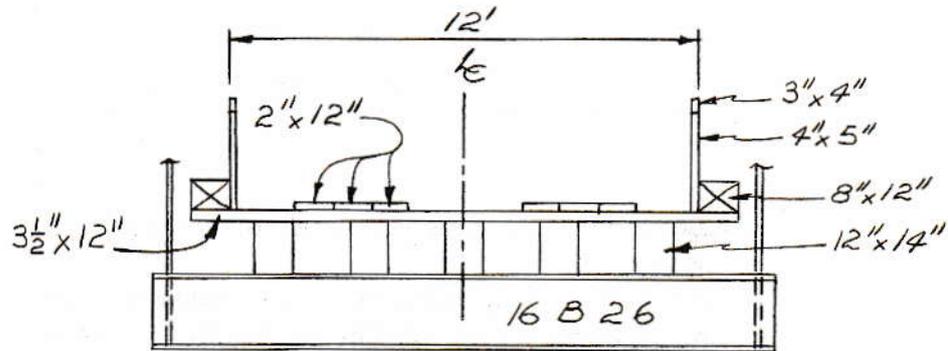


Figura 2.10 Sistema de Piso

## 2.5 Péndolas

Estas serán de barras circulares de acero y con un espaciamiento igual al de las vigas transversales.

Carga total por tramo:

Carga muerta

pasamanos = $3 \times 4/144 \times 6.56 \times 2 \times 50$	= 55 lbs.
postes = $4 \times 5/144 \times 3 \times 2 \times 50$	= 42 "
guarda-ruedas = $8 \times 12/144 \times 6.56 \times 2 \times 50$	= 437 "
carrileras = $6 \times 12/144 \times 6.56 \times 2 \times 50$	= 328 "
tablón = $3.5 \times 12/144 \times 6.56 \times 50 \times 14$	= 1325 "
largueros = $12 \times 14/144 \times 6.56 \times 5 \times 50$	= 1910 "
vigas transversales = $26 \times 15.33$	= 398 "
peso propio (estimado)	= <u>80 "</u>
carga muerta total	= 4575 lbs.

Carga viva

$$P = 8000 \times 2 = 16000 \text{ lbs.}$$

Por sobre carga, el valor de la carga total es el siguiente:

$$\text{Carga Total} = 0.67 \text{ C.M.} + 1.33 \text{ C.V.} = 24360 \text{ lbs.}$$

Carga por péndola:

$$Q = 24360/2 = 12180 \text{ lbs.}$$

$$\text{Area requerida} = Q/f_t = 12180/20000 = 0.609 \text{ plg}^2$$

USAR BARRAS DE 1 1/8 plg. DE DIÁMETRO (AISC, página 4-91)

## 2.6 El Cable

Se usará cable de alambre galvanizado, especial para puentes colgantes; habiendo dos alternativas a escoger, que son: cable de cordón múltiple o cable de un solo cordón. El segundo tiene la ventaja de que además de ser menos pesado es más resistente, por lo que este será el que emplearemos.

$$\text{Factor de seguridad a usarse} = 3$$

$$\text{Módulo de elasticidad} = E = 24 \times 10^6 \text{ lbs/plg}^2$$

Carga muerta

$$w = 4575/(2 \times 6.56) = 349 \text{ lbs/pie}$$

$$p. \text{ propio (asumido)} = \underline{15} \text{ "}$$

$$w_{\text{total}} = 364 \text{ lbs/pie}$$

Carga viva

Como el cable se asumirá parabólico, es necesario que esta carga sea uniformemente distribuida, por lo que se estimó de la manera siguiente: Se calculó el peso total del tren de carga que cabe en cada una de las luces con-

sideradas (Apéndice B de la AASHO, carga H10-35) y se dividió entre las respectivas luces, obteniéndose así una carga idéntica distribuida por pie lineal, a esta carga le llamaremos "p". Esta carga produce efectos más altos en el cable y en las torres, que la sobre carga que especifica la AASHO, la cual consiste en colocar un solo camión incrementado 100% en su peso.

$$p = 382 \text{ lbs/pie}$$

Carga total:

$$w + p = 364 + 382 = 746 \text{ lbs/pie}$$

2.6.1 Tensión máxima para  $L = 40$  metros (131 pies)

Por la ecuación (15):

$$T = \frac{(w + p) L^2}{8f} \sqrt{1 + 16 n^2} = \frac{746 \times 131^2}{8 \times 15.4} \sqrt{1 + 16 \times 0.1175^2}$$

$$T = 114,400 \text{ lbs.} = 57.2 \text{ ton.}$$

2.6.2 Tensión máxima para  $L = 60$  metros (197 pies)

Por la ecuación (15):

$$T = \frac{746 \times 197^2}{8 \times 16.4} \sqrt{1 + 16 \times 0.0833^2}$$

$$T = 231,600 \text{ lbs.} = 115.8 \text{ ton.}$$

Con los valores de la tensión máxima en el cable, para cada una de las luces, entramos a la correspondiente tabla que proporciona "Suspensión Bridge Technical Data" de la John A. Roebling's Sons Corporation, página 3; de don

de deducimos la siguiente tabla, con dos soluciones para cada caso, de diámetros de cable especial para puentes colgantes.

	Puente de 40 metros	Puente de 60 metros
Factor de Seguridad	3	3
Tensión del cable en toneladas	172	347
Diámetros en pulgadas	1 de 1 11/16 2 de 1 3/16	1 de 2 7/16 2 de 1 11/16
Pesos en lbs/pie	1 11/16 = 5.98 1 3/16 = 2.92	2 7/16 = 12.25 1 11/16 = 5.98

La solución adoptada para cada caso, es la que está subrayada. La razón por la que se adoptó esa solución, es el peso del cable; puesto que es conveniente que sea lo más liviano posible para facilitar su montaje.

2.6.3 Deflexiones del cable.  $L = 40$  metros.

Se calcularán deflexiones del cable, únicamente bajo carga simétrica y asimétrica.

(1) Bajo carga simétrica:

$$q = p/w = 382/364 = 1.046$$

Por la ecuación (18):

$$\Delta f_1 = (0.007 + 0.046 q - 0.0075 q^2) f; \text{ donde } f = 4.70 \text{ m.}$$

$$\Delta f_1 = (0.007 + 0.046 \times 1.046 - 0.0075 \times 1.046^2) 4.70$$

$$\Delta f_1 = 0.22 \text{ mts.}$$

(2) Bajo carga asimétrica:

Por la ecuación (19) calculamos el desplazamiento horizontal "e" del vértice del cable:

$$e = (1/2 + w/p - \sqrt{w/p + (w/p)^2}) L$$

$$e = (1/2 + 0.957 - \sqrt{0.957 + 0.957^2}) 40$$

$$e = 3.60 \text{ mts.}$$

Por la ecuación (20) calculamos la deflexión vertical del cable:

$$\Delta f_2 = -\left(\frac{2e}{L+2e}\right)^2 f = -\left(\frac{2 \times 3.60}{40 + 2 \times 3.60}\right)^2 4.70 = -0.109 \text{ mts.}$$

2.6.4 Deflexiones del cable.  $L = 60$  metros.

(1) Bajo carga simétrica:

Por la ecuación (18):

$$\Delta f_1 = (0.007 + 0.046 q - 0.0075 q^2) f;$$

donde  $f = 5.00$  mts.

Substituyendo valores en la ecuación anterior, se obtuvo el siguiente resultado:

$$\Delta f_1 = 0.24 \text{ mts.}$$

(2) Bajo carga asimétrica:

Calculando el desplazamiento horizontal "e":

$$e = (1/2 + 0.957 - \sqrt{0.957 + 0.957^2}) 60 = 5.40 \text{ mts.}$$

Por la ecuación (20) calculamos la deflexión vertical del cable

$$\Delta f_2 = - \left( \frac{2 \times 5.40}{60 + 2 \times 5.40} \right)^2 5.00 = -0.117 \text{ mts.}$$

## 2.6.5 Elongaciones del cable

Las elongaciones del cable es necesario conocerlas para poder hacer los ajustes en su longitud durante el montaje del mismo, en el proceso de construcción del puente.

Existen dos clases de elongaciones: elástica y por variación de temperatura; esta segunda depende exclusiva-

mente del medio donde se construya el puente.

La elongación elástica se calcula únicamente bajo car  
ga muerta.

(1) Elongación elástica para  $L = 40$  metros.

Por la ecuación (23):

$$\Delta l = \frac{H}{EA} (L (1 + 16/3 \times n^2) + 2 L_1 \text{Sec}^2 \theta_1)$$

Donde:  $H = wL^2/8f = 50750$  lbs.;  $A = 2 \times 0.843 = 1.686$   
 $\text{plg}^2$ ;  $E = 24 \times 10^6$  lbs/plg<sup>2</sup>;  $n = 0.1175$ ;  $\theta_1 = 25^\circ 10'$ ;  
 $L = 40$  m.;  $L_1 = 11.70$  m.

$$\Delta l = \frac{50750}{24 \times 10^6 \times 1.686} (40 (1 + 16/3 \times 0.1175^2) + 2 \times 11.70 \times 1.112)$$

$$\Delta l = 0.09 \text{ mts.}$$

(2) Elongación elástica para  $L = 60$  metros

Por la ecuación (23):

$$\Delta l = \frac{H}{EA} (L (1 + 16/3 \times n^2) + 2 L_1 \text{Sec}^2 \theta_1)$$

Donde:  $H = 107500$  lbs.;  $A = 2 \times 1.73 = 3.46$  plg<sup>2</sup>;  $E =$   
 $24 \times 10^6$  lbs/plg<sup>2</sup>;  $n = 0.0833$ ;  $\theta_1 = 18^\circ 24'$ ;  $L = 60$  m.;  
 $L_1 = 17.40$  m.

Substituyendo valores en la ecuación anterior, se obtu-  
vo el siguiente resultado:

$$\Delta l = 0.13 \text{ mts.}$$

(3) Elongación por temperatura para  $L = 40$  metros.

Por la ecuación (22), y para una variación de temperatura de  $+15^{\circ}\text{C}$ , tenemos que:

$$\Delta l = \alpha t (1 + 2 l_1) = \alpha t (L (1 + 8/3 n^2 - 32/5 n^4) + 2 L_1 \text{ Sec. } \theta_1)$$

Donde:  $\alpha = 0.0000117$  (coeficiente de dilatación térmica);  $t = 15^{\circ}\text{C}$ ;  $L = 40$ .;  $n = 0.1175$ ;  $L_1 = 11.70$  m.;  $\theta_1 = 25^{\circ} 10'$ .

$$\Delta l = 0.0000117 \times 15 (40 (1 + 8/30 \times 0.1175^2 - 32/5 \times 0.1175^4) + 2 \times 11.70 \times 1.11) = 0.0000117 \times 15 \times 67.53 = 0.012 \text{ m.}$$

Si la variación de temperatura es negativa, el cable sufrirá un acortamiento. Por la ecuación (22), y para una variación de  $-10^{\circ}\text{C}$ , tenemos que:

$$\Delta l = - (0.0000117 \times 10 \times 67.53) = - 0.008 \text{ mts.}$$

(4) Elongación por temperatura para  $L = 60$  metros

Por la ecuación (22), y para una variación de  $+15^{\circ}\text{C}$ , tenemos que:

$$\Delta l = \alpha t (L (1 + 8/3 n^2 - 32/5 n^4) + 2 L_1 \text{ Sec } \theta_1)$$

donde:  $\alpha = 0.0000117$  (coeficiente de dilatación térmica);  $t = 15^{\circ}\text{C}$ ;  $L = 60$  m.;  $n = 0.0833$ ;  $L_1 = 17.40$  m.;  $\theta_1 = 18^{\circ} 24'$ .

$$\Delta l = 0.0000117 \times 15 (60 (1 + 8/3 \times 0.0833^2 - 32/5 \times 0.0833^4) + 2 \times 17.40 \times 1.053) = 0.0000117 \times 15 \times 97.82 = 0.017 \text{ mts.}$$

Si la variación de temperatura es negativa, el cable sufrirá un acortamiento. Por la ecuación (22), y para una variación de  $-10^{\circ}\text{C}$ , tenemos que:

$$\Delta l = - (0.0000117 \times 10 \times 97.82) = - 0.011 \text{ mts.}$$

## 2.7 Torres

Las torres se diseñarán de concreto reforzado, para lo cual emplearemos algunas de las fórmulas que proporciona el "Reinforced Concrete Design Handbook" de la ACI.

Se analizarán como marcos rígidos, por el método de Kani.

Dos son las fuerzas que ocasionan mayores esfuerzos en sus miembros, básicamente en las columnas, estas fuerzas son: la carga axial "V" que trasmite el cable a cada una de las columnas de las torres, el valor de esta fuerza lo da la ecuación (17); y la variación de la tensión horizontal ( $\Delta H$ ), ocasionada por la deflexión del cable bajo carga asimétrica, la cual es transmitida por este a las columnas.

La fuerza ( $\Delta H$ ) también es transmitida, simultáneamente con el cable y en sentido contrario, por el sistema de piso a una de las torres, a través de los apoyos fijos de las vigas longitudinales sobre la viga inferior de la torre (Figura 1.5); sobre la otra torre, las vigas longitudinales tienen apoyos móviles. Aparentemente, la torre de apoyos fijos será la que estará sometida a mayores esfuerzos, pero haciendo un análisis se determinó lo contrario, es decir, que la torre de apoyos móviles, bajo cualquier circunstancia, será la más esforzada. Por lo tanto, se diseñará una torre con apoyos móviles, para cada puente, y se adoptará como solución común (Figura 2.11).

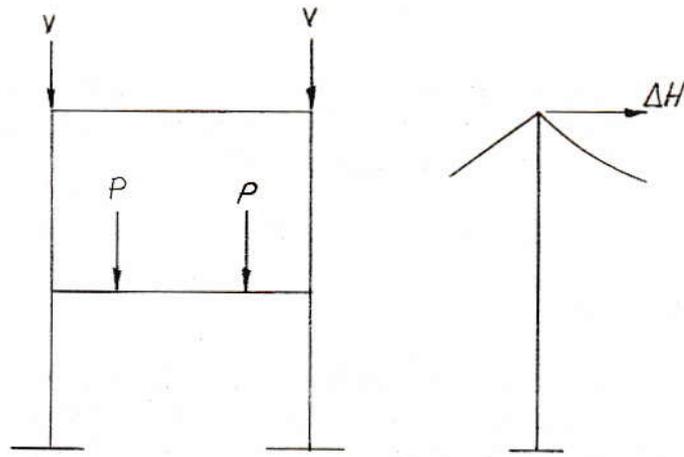


Figura 2.11

### 2.7.1 Diseño de la Torre para $L = 40$ metros (131 pies)

#### 2.7.1.1 Cálculo de las Cargas

##### (1) Carga axial "V"

Por la ecuación (17):

$$V = (w + p) L = 746 \times 131 = 97700 \text{ lbs.} = 97.7 \text{ kips}$$

##### (2) Carga horizontal " $\Delta H$ "

Esta se calculará en función de la deflexión del cable bajo carga asimétrica.

Por la ecuación (13):

$$\Delta H = \Delta f/f \times H = 0.109/4.70 \times 103800 = 2407 \text{ lbs} = 2.407 \text{ kips}$$

## (3) Peso propio

Para su determinación es necesario estimar secciones en cada una de las partes de la estructura, las cuales no necesariamente serán las definitivas.

Esta estimación se hará en base a secciones observadas en estructuras similares.

Viga superior	8" x 10"
Viga inferior	14" x 16"
Columnas superiores	12" x 19"
Columnas inferiores	15" x 25"
Espesor de la cortina	10"

Teniendo ya las secciones de las vigas y de la cortina, procedemos a calcular sus respectivos pesos, los cuales nos serán indispensables para el análisis.

$$\begin{aligned} \text{Peso propio viga superior} &= 8 \times 10 / 144 \times 150 = 83 \text{ lb/pie} \\ \text{Peso propio viga inferior} &= 14 \times 16 / 144 \times 150 = 210 \text{ lb/pie} \\ \text{Peso propio cortina} &= 10 \times 39.5 / 144 \times 150 = 410 \text{ lb/pie} \end{aligned}$$

## (4) Carga viva

Para la viga superior se asumirá una carga viva de 15 lbs/pie; esto es con el objeto de prevenir que durante el montaje de los cables, este elemento de la estructura servirá de apoyo a los trabajadores.

Para la viga inferior, la carga viva es el peso del eje trasero del camión Standard H10-44 de la AASHO. Figura 2.12.

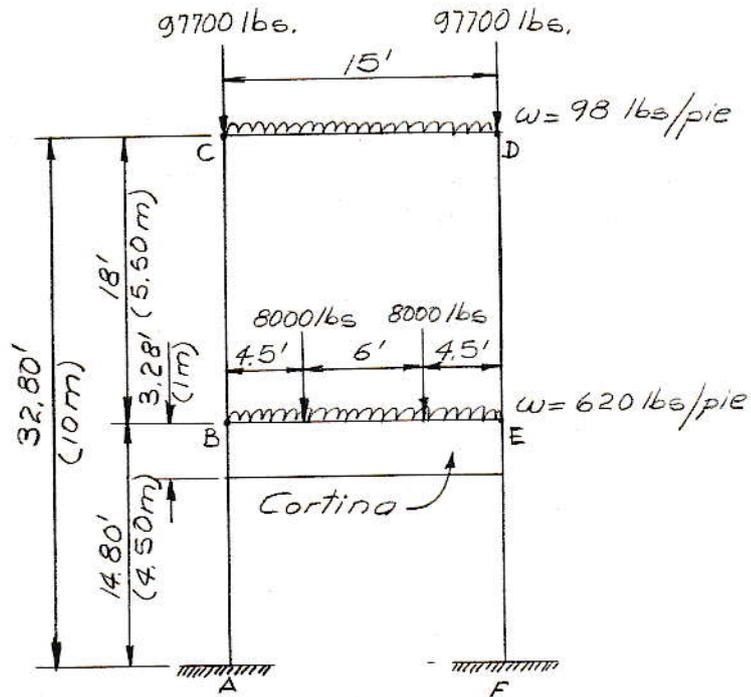


Figura 2.12

### 2.7.1.2 Análisis de la Estructura por el Método de Kani

#### (1) Cálculo de rigideces

Columnas superiores:

$$I = 1/12 \times 19 \times 12^3 = 2740 \text{ plg.}^4$$

$$K = I/h = 2740 / (18 \times 12) = 12.65 \text{ plg.}^3$$

Columnas inferiores:

$$I = 1/12 \times 25 \times 15^3 = 7000 \text{ plg.}^4$$

$$K = 7000 / (14.77 \times 12) = 39.6 \text{ plg.}^3$$

Viga superior:

$$I = 1/12 \times 8 \times 10^3 = 667 \text{ plg.}^4$$

$$K = 667 / (15 \times 12) = 3.7 \text{ plg.}^3$$

Viga inferior:

$$I = 1/12 \times 14 \times 16^3 = 4780 \text{ plg.}^4$$

$$K = 4780 / (15 \times 12) = 26.6 \text{ plg.}^3$$

(2) Cálculo de los coeficientes de repartición

$$u_{CB} = u_{DE} = 12.65 / (12.65 + 3.7) \times (-1/2) = -0.387$$

$$u_{CD} = u_{DC} = 3.7 / (12.65 + 3.7) \times (-1/2) = -0.113$$

$$u_{BC} = u_{CB} = 12.65 / (12.65 + 26.6 + 39.6) \times (-1/2) = -0.080$$

$$u_{BE} = u_{EB} = 26.60 / (78.85) \times (-1/2) = -0.169$$

$$u_{BA} = u_{EF} = 39.60 / (78.85) \times (-1/2) = -0.251$$

(3) Cálculo de los momentos de sujeción ( $\bar{M}_i$ )

Viga superior:

$$\bar{M}_i = wL^2/12 = 98 \times 15^2/12 = 1.84 \text{ kips-pie}$$

Viga inferior:

Al momento por carga muerta y por carga viva se le aplicará su respectivo factor de sobre carga, y también se tomará en cuenta el momento de carga viva por impacto.

El factor de impacto es igual a 0.30

$$\bar{M}_i = \bar{M}_i \text{ c.m.} + \bar{M}_i \text{ c.v.} + I \times \bar{M}_i \text{ c.v.}$$

$$\bar{M}_i = 0.67 \times 11.60 + 1.33 \times 25.20 + 0.30 \times 1.33 \times 25.20$$

$$\bar{M}_i = 51.30 \text{ kips-pie}$$

(4) Cálculo de los momentos en las vigas y columnas.  
(Figura 2.13)

(5) Cálculo de los cortes máximos

Viga superior:

$$V_C = V_D = wL/2 = 98 \times 15/2 = 736 \text{ lbs.}$$

Viga inferior:

Al corte por carga muerta y por carga viva se le aplicará su respectivo factor de sobre carga, y también se tomará en cuenta el corte de carga viva por impacto.

$$V_B = V_E = V_{c.m.} + V_{c.v.} + I \times V_{c.v.} = 0.67 \times 620 \times 15/2 + 1.33 \times 8000 + 0.30 \times 1.33 \times 8000 = 16950 \text{ lbs.}$$

(6) Momento en la línea central de las vigas

Conociendo los momentos en los extremos y los cortes máximos, basta con hacer un cuerpo libre en cada una de las vigas para determinar la magnitud del momento en la línea central.

Efectuando lo expuesto anteriormente, se obtuvieron los siguientes resultados:

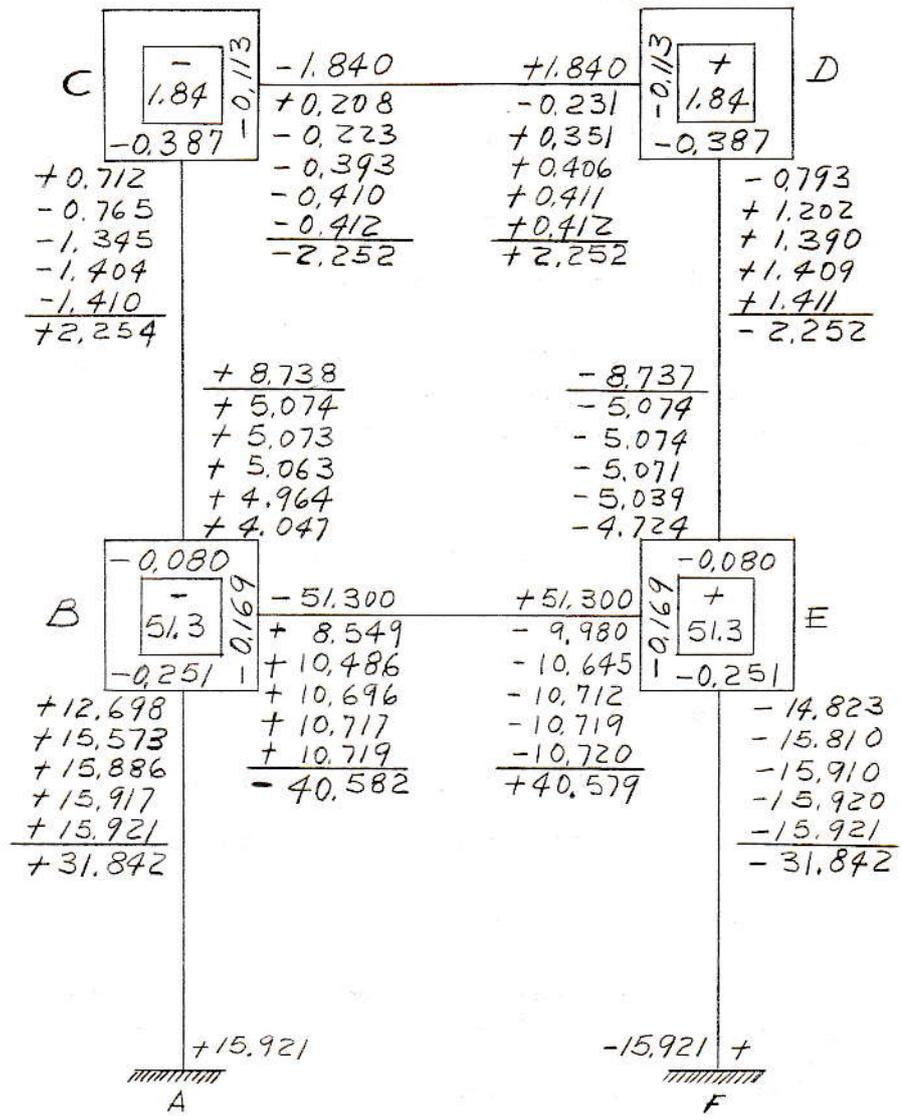


Figura 2.13

Viga superior:

$$M_{LC} = 0.50 \text{ kips-pie}$$

Viga inferior:

$$M_{LC} = 45.02 \text{ kips-pie}$$

### 2.7.1.3 Diseño de la Viga superior

#### (1) Cálculo de los momentos de diseño

Los momentos obtenidos del análisis son teóricos; los momentos de diseño serán ligeramente menores y estos se calculan por medio de las siguientes fórmulas:

$$M \text{ dis. } (-) = M \text{ máx. } (-) - V_a/3$$

$$M \text{ dis. } (+) = M \text{ máx. } (+) - V_a/6$$

El momento negativo corresponde al momento en los extremos de la viga, y el momento positivo al momento en la línea central.

$$M \text{ dis. } (-) = 2.25 - 0.736 \times 1/3 = -2.01 \text{ kips-pie}$$

$$M \text{ dis. } (+) = 0.50 - 0.736 \times 1/6 = 0.38 \text{ kips-pie}$$

#### (2) Diseño para momento

El diseño para momento se puede ver por varios métodos, el que se empleará en este caso es el siguiente:

Refuerzo para momento negativo:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{12 \times 2.01}{18 \times 0.867 \times 7.75} = 0.20 \text{ plg.}^2$$

Usar 2 No. 3

Refuerzo para momento positivo:

$$A_s = \frac{12 \times 0.38}{18 \times 0.867 \times 7.75} = 0.04 \text{ plg.}^2$$

Usar 2 No. 2

(3) Diseño para corte

$$v_c \text{ máx.} = 90 \text{ lbs/plg.}^2 \text{ (sin estribos)}$$

$$V \text{ máx.} = 736 \text{ lbs.}; b = 8"; d = 7.75"$$

Esfuerzo de corte en los apoyos:

$$v_c = V/bd = 736/(8 \times 7.75) = 12 \text{ lbs/plg.}^2$$

Como se puede apreciar, la sección es suficiente para absorber el esfuerzo de corte. Según la AASHO, la separación máxima de los estribos cuando no son necesarios, debe ser de  $3/4 d$ .

Siendo así, USAREMOS ESTRIBOS No. 2 a 6 pulgadas.

#### 2.7.1.4 Diseño de la Viga inferior

(1) Momentos de diseño

Al igual que en la viga superior, el momento negativo corresponde a los extremos, y el momento positivo a la línea central.

$$M \text{ dis } (-) = 40.58 - 16.95 \times 1.25/3 = 33.50 \text{ kips-pie}$$

$$M \text{ dis } (+) = 45.02 - 16.95 \times 1.25/6 = 41.48 \text{ kips-pie}$$

## (2) Diseño para momento

Refuerzo para momento negativo:

$$A_s = \frac{12 \times 33.50}{18 \times 0.867 \times 13.3} = 1.94 \text{ plg.}^2$$

Usar 3 No. 8

Refuerzo para momento positivo:

$$A_s = \frac{12 \times 41.48}{18 \times 0.867 \times 13.3} = 2.36 \text{ plg.}^2$$

Usar 3 No. 8

## (3) Diseño para corte

$$v_c \text{ máx.} = 90 \text{ lbs./plg.}^2 \text{ (sin estribos)}$$

$$V \text{ máx.} = 16.95 \text{ kips; } b = 14''; d = 13.30''$$

Esfuerzo de corte en los apoyos:

$$v_c = 1000 V/bd = 16950/(14 \times 13.3) = 91 \text{ lbs/plg.}^2$$

El esfuerzo nominal sobrepasa en 1% al esfuerzo máximo, por lo que la sección es suficiente para absorber el esfuerzo de corte.

Según la AASHO, la separación máxima de los estribos, cuando no son necesarios, debe ser de  $3/4 d$ .

Siendo así, USAREMOS ESTRIBOS No. 2 a 10 pulgadas.

### 2.7.1.5 Diseño de la Cortina

Esta se diseñará como un voladizo empotrado en la viga inferior de la torre, resistiendo el empuje del relleno. Las cargas que actúan sobre ella se calcularán de acuerdo con la teoría de Rankine, con una sobre-altura de 2 pies por carga viva.

Las cargas de diseño serán las presiones que actúan en el punto más bajo (A) y en el punto de empotramiento (B), de la cortina, las cuales están indicadas en la figura 2.14. Estas presiones se calculan en función del equivalente líquido y de sus respectivas alturas en el triángulo de presiones.

Para el cálculo de las presiones de diseño es necesario contar con ciertos datos del suelo, estos son: el peso unitario ( $w$ ) y el ángulo de rozamiento ( $\phi$ ). Como este diseño no es para un caso específico, dichos valores fueron estimados así:

$$w = 120 \text{ lbs/pie}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

Por Rankine:

$$E = \frac{1}{2} h^2 w \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{1}{2} h^2 wK$$

Donde:

$$wK = e \text{ (equivalente líquido)} = 120 \frac{1 - \text{Sen } 30^\circ}{1 + \text{Sen } 30^\circ} = 40 \text{ lbs/pie}^3$$

Por lo tanto:

$$\text{presión en A} = 40 \times 8.31 = 332.40 \text{ lbs/pie}^2$$

$$\text{presión en B} = 40 \times 5.03 = 201.20 \text{ lbs/pie}^2$$

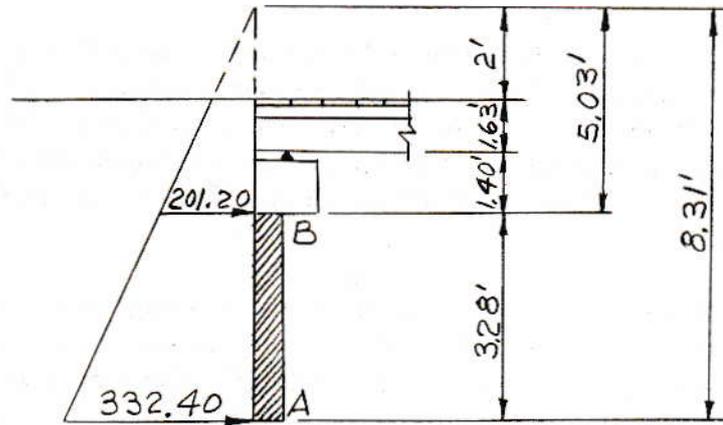


Figura 2.14

(1) Cálculo del momento de empotramiento

$$M = 201.2 \times 3.28^2/2 + (332.4 - 201.2) 3.28^2/3 = 1784 \text{ lbs/pie}$$

(2) Diseño para momento

Refuerzo cara al relleno

$$A_s = \frac{M}{a d} = \frac{1.784}{1.29 \times 7.6} = 0.18 \text{ plg.}^2$$

Usar No. 4 a 13 pulgadas.

El refuerzo anterior es el principal o de empotramiento; en sentido horizontal se colocará refuerzo de distribución, el cual se asumirá igual al 40% del refuerzo principal.

$$A_s \text{ distr.} = 0.40 \times 0.18 = 0.07 \text{ plg.}^2$$

Usar No. 2 a 8 pulgadas.

Refuerzo cara al río:

En esta cara se colocará refuerzo de temperatura en los dos sentidos, que según la AASHO 1.7.5 (H), debe ser igual a 1/8 de plg. cuadrada por pie de alto.

$$A_s \text{ temp.} = 0.13 \text{ plg.}^2$$

Usar No. 3 a 10 pulgadas en los dos sentidos.

(4) Fuerza total transmitida por la cortina a las columnas

Esta fuerza es igual a la mitad del empuje total que actúa sobre la cortina.

Por Rankine, calculamos el empuje total:

$$E = (1/2 h^2_w K) L; \text{ donde } L = 13.75 \text{ pies (luz de la cortina)}$$

$$E = (1/2 \times 8.31^2 \times 40 - 1/2 \times 2^2 \times 40) 13.75 = 17900 \text{ lbs.}$$

De donde:

$$R = E/2 = 17900/2 = 8950 \text{ lbs.} = 8.95 \text{ Kips.}$$

Esta fuerza tiene su punto de aplicación a 1/3 de altura del triángulo de presiones (Figura 2.14).

$$\text{Pto. de aplicación} = 1 \ 8.31/3 = a \ 2.77 \text{ pies.}$$

### 2.7.1.6 Diseño de la Columna Superior

Primero se determinarán los grupos de carga con los que se diseñará la columna y asimismo las restantes. Estos grupos son: Grupo I y grupo VII de la AASHO.

$$\text{Grupo I} = \text{Carga muerta} + \text{Carga viva} + \text{Impacto} + \text{Empuje}$$

$$\text{Grupo VII} = \text{Carga muerta} + \text{Temblor} + \text{Empuje}$$

El factor de temblor que se asumirá será de 0.08, que es el que emplean en la Sección de Estudio de Puentes de la Dirección General de Caminos.

La columna se diseñará de sección constante, pero el refuerzo será variable, por lo que se calcularán dos o más secciones en cada columna.

Se asumirá el eje Y-Y en sentido longitudinal y el eje X-X en sentido transversal.

#### SECCIÓN EN LA BASE DE COLUMNA

Grupo I:

$$N = V + V_C + p. \text{ columna} = 97.7 + 1.37 + 4.28 = 103.35 \text{ kips}$$

$$M_y = \Delta H \times 18 = 2.407 \times 18 = 43.40 \text{ kips-pie}$$

$$M_x = 8.74 \text{ kips-pie (del Análisis).}$$

Grupo VII:

$$N = V (\text{bajo carga muerta}) + p. \text{ viga superior} + p. \text{ columna} = 47.7 + 0.62 + 4.28 = 52.60 \text{ kips}$$

$M_y =$  Momento por temblor longitudinal = 3.97 kips-pie

Este momento se calculó en función del peso de la viga superior y del peso propio de la columna, sometidos a temblor. El cable, en sentido longitudinal, no transmite ninguna fuerza por temblor, porque se desliza libremente sobre las monturas.

$M_x =$  Momento por temblor transversal = 23.41 kips-pie

Este momento se calculó en función del peso de la viga superior, del peso propio de la columna y de la fuerza transversal que transmite el cable, por temblor, a la columna.

Resumen de valores:

GRUPO DE CARGA	N Kips	$M_y$ Kips-pie	$M_x$ Kips-pie
I	103.35	43.40	8.74
VII	52.60	3.97	23.41

Como se puede observar, los valores críticos son: N y  $M_y$  en el Grupo I; N y  $M_x$  en el Grupo VII; los cuales no actúan simultáneamente sobre el miembro, por lo que la columna puede diseñarse por separado para cada grupo de valores.

#### (1) Diseño en sentido longitudinal

La columna, en este sentido, aparentemente trabaja como viga en cantiliver, con carga axial, pero al hacer el análisis correspondiente ésta trabaja como columna con carga excéntrica.

El diseño se hará con el diagrama de interacción para columnas rectangulares con estribos, adaptado para un  $f_y$  igual a 33000 lbs/plg.<sup>2</sup>

Datos:

$$N = 103.35 \text{ kips}; \quad b = 12 \text{ plg.}$$

$$M_y = 43.40 \text{ kips-pie}; \quad t = 19 \text{ plg.}$$

$$f'_c = 3 \text{ kips/plg.}^2; \quad g = 0.80$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/f'_c A_g = 103.35/(3 \times 12 \times 19) = 0.15$$

$$12 M/(f'_c t A_g) = 12 \times 43.40/(3 \times 19 \times 12 \times 19) = 0.04$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$P_g = 0.012$$

de donde:

$$A_{s_t} = P_g A_g = 0.012 \times 12 \times 19 = 2.74 \text{ plg}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 1.37 \text{ plg}^2$$

Usar 2 No. 6 y 2 No. 5 en cada lado (Figura 2.15).

(2) Diseño en sentido transversal

Datos:

$$N = 52.60 \text{ kips}; \quad b = 19 \text{ plg.}$$

$$M_x = 23.41 \text{ kips-pie}; \quad t = 12 \text{ plg.}$$

$$f'_c = 3 \text{ kips/plg}^2; \quad g = 0.70$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f_c' A_g) = 52.60/(3 \times 12 \times 19) = 0.075$$

$$12M/(f_c' A_g) = 12 \times 23.41/(3 \times 12 \times 12 \times 19) = 0.034$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$\rho_g = 0.0155$$

de donde:

$$A_{s_t} = \rho_g A_g = 0.0155 \times 12 \times 19 = 3.52 \text{ plg}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 1.76 \text{ plg}^2$$

Usar 4 No. 6 en cada lado (Figura 2.15).

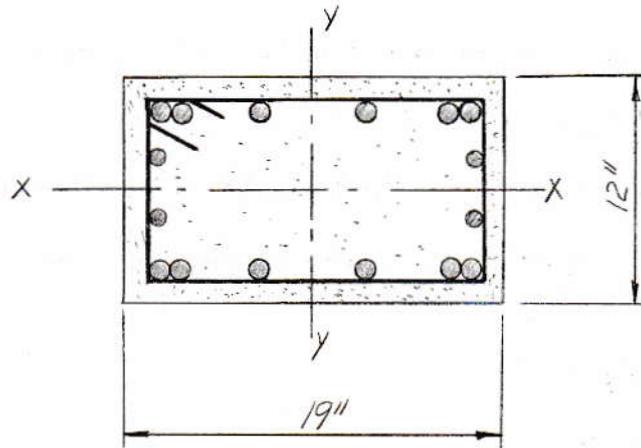


Figura 2.15

## SECCIÓN A 5 PIES DE LA BASE

Resumen de valores:

GRUPO DE CARGA	N Kips	My Kips-pie	Mx Kips-pie
I	101.40	31.40	6.30
VII	51.40	1.52	13.92

## (1) Diseño en sentido longitudinal

Datos:

$$\begin{aligned}
 N &= 101.40 \text{ kips;} & b &= 12 \text{ plg.} \\
 M_y &= 31.40 \text{ kips-pie;} & t &= 19 \text{ plg.} \\
 f_c &= 3 \text{ kips/plg}^2; & g &= 0.80
 \end{aligned}$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f_c A_g) = 101.40/(3 \times 12 \times 19) = 0.148$$

$$12M/(f_c t A_g) = 12 \times 31.40/(3 \times 19 \times 12 \times 19) = 0.03$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$P_g = 0.005$$

De donde:

$$A_{s_t} = p_g A_g = 0.005 \times 12 \times 19 = 1.14 \text{ plg}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 0.57 \text{ plg}^2$$

Usar 2 No. 5 en cada lado (Figura 2.16).

## (2) Diseño en sentido transversal

Datos:

$$N = 51.40 \text{ kips};$$

$$b = 19 \text{ plg.}$$

$$M_x = 13.92 \text{ kips-pie};$$

$$t = 12 \text{ plg.}$$

$$f'_c = 3 \text{ kips/plg}^2$$

$$g = 0.70$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f'_c A_g) = 51.40/(3 \times 12 \times 19) = 0.075$$

$$12 M/(f'_c t A_g) = 12 \times 13.92/(3 \times 12 \times 12 \times 19) = 0.02$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$P_g = 0.006$$

De donde:

$$A_{s_t} = 0.006 \times 12 \times 19 = 1.36 \text{ plg.}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 0.68 \text{ plg.}^2$$

Usar 2 No. 6 en cada lado (Figura 2.16)

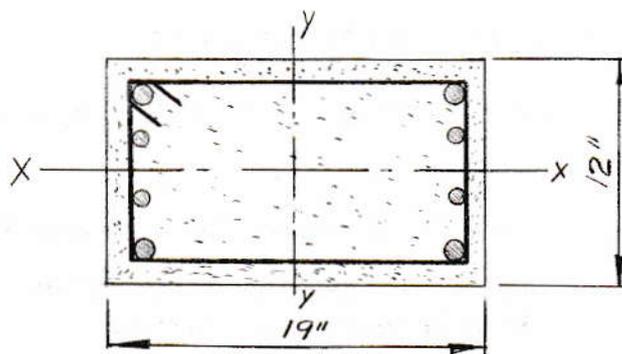


Figura 2.16

## ESTRIBOS No. 4

Según ACI-806b, el espaciamiento deberá ser no mayor que 16 diámetros de la varilla longitudinal, 48 diámetros de la varilla empleada en el estribo, o la menor dimensión de la columna.

$$16 \times 0.75 = 12 \text{ plg.}$$

$$48 \times 0.50 = 24 \text{ "}$$

$$b = 12 \text{ "}$$

Usar ESTRIBOS No. 4 a 12 plg. en toda la columna.

## 2.7.1.7 Diseño de la Columna Inferior

Esta columna se diseñará de sección constante y al igual que la columna superior, únicamente se variará el re fuerza, por lo que se calcularán dos o más secciones.

## SECCION EN LA BASE DE LA COLUMNA

Grupo I:

$$N = N \text{ col. superior} + V_E + p. \text{ columna} = 103.35 + 16.95 + 5.80 = 126.10 \text{ Kips}$$

$$M_y = \Delta H \times 32.80 + R \times 12.89 + E \times 5.5$$

Donde:  $\Delta H = 2.407 \text{ kips}$ ;  $R = 8.90 \text{ kips}$  (empuje del suelo sobre la cortina);

$E = 6.74 \text{ kips}$  (empuje del suelo sobre la columna). El empuje resistente, que actúa al otro lado de la columna, se desprecia)

$$M_y = 79 + 114.60 + 33.70 = 227.30 \text{ kips-pie}$$

$$M_x = 15.92 \text{ kips-pie (del Análisis).}$$

Grupo VII:

$$N = N \text{ col. superior} + p. \text{ viga inferior} + p. \text{ columna.}$$

$$N = 52.60 + 4.65 + 5.80 = 63.05 \text{ kips}$$

$$M_y = \text{Momento por temblor longitudinal} + R \times 12.89 \\ + E \times 5.5$$

$$M_y = 18.28 + 114.60 + 33.70 = 166.58 \text{ kips-pie}$$

El momento por temblor longitudinal se calculó únicamente en función del peso propio de los elementos de la torre. El cable, en este sentido, no transmite ninguna fuerza por temblor, y los apoyos del sistema de piso sobre la viga inferior de la torre, tampoco transmiten fuerza alguna, por ser móviles.

$$M_x = \text{Momento por temblor transversal} = 46.98 \text{ kips-pie}$$

Este momento fue calculado en función del peso propio de los elementos de la torre, del peso propio del sistema de suspensión y del peso propio del sistema de piso. La fuerza por temblor, ocasionada por los últimos pesos, es transmitida por los apoyos del sistema de piso a la torre.

Resumen de valores:

GRUPO DE CARGA	N Kips	$M_y$ Kips-pie	$M_x$ Kips-pie
I	126.10	227.30	15.92
VII	63.05	166.58	46.98

Como se puede observar, los valores críticos son:  $N$  y  $M_y$  en el Grupo I;  $N$  y  $M_x$  en el Grupo VII; los cuales no actúan simultáneamente sobre la columna, por lo que el diseño puede hacerse por separado para tales valores. El momento  $M_y$  actúa sobre la columna en una sola dirección alrededor de su eje, y es hacia el río o depresión. El momento  $M_x$ , actúa en dos direcciones alrededor de su eje.

(1) Diseño en sentido longitudinal

Datos:

$$N = 126.10 \text{ kips}; \quad b = 15 \text{ plg.}$$

$$M_y = 227.30 \text{ kips-pie}; \quad t = 25 \text{ plg.}$$

$$f_c = 3 \text{ kips/plg.}^2 \quad g = 0.80$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f_c A_g) = 126.10/(3 \times 15 \times 25) = 0.112$$

$$12 M/(f_c t A_g) = 12 \times 227.30/(3 \times 25 \times 15 \times 25) = 0.095$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$P_g = 0.042$$

De donde:

$$A_{s_t} = p_g A_g = 0.042 \times 15 \times 25 = 15.80 \text{ plg}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 7.90 \text{ plg}^2$$

Usar 5 No. 11 en cada lado (Figura 2.17).

## (2) Diseño en sentido transversal

Datos:

$$N = 63.05 \text{ kips}; \quad b = 25 \text{ plg.}$$

$$M_x = 46.98 \text{ kips-pie}; \quad t = 15 \text{ plg.}$$

$$f'_c = 3 \text{ kips/plg}^2 \quad g = 0.70$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f'_c A_g) = 63.05/(3 \times 15 \times 25) = 0.056$$

$$12 M/(f'_c t A_g) = 12 \times 46.98/(3 \times 15 \times 15 \times 25) = 0.033$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$p_g = 0.0152$$

De donde:

$$A_{s_t} = p_g A_g = 0.0152 \times 15 \times 25 = 5.70 \text{ plg.}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 2.85 \text{ plg.}^2$$

Usar 3 No. 9 en cada lado. (Figura 2.17)

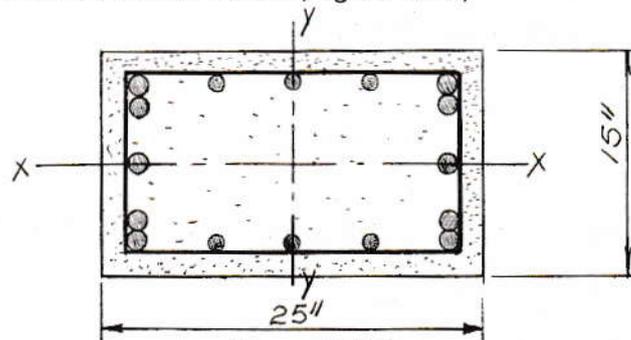


Figura 2.17

## SECCIÓN A 6 PIES DE LA BASE

Resumen de valores:

GRUPO DE CARGA	N Kips	My Kips-pie	Mx Kips-pie
I	123.74	135.30	5.82
VII	60.69	82.18	28.48

## (1) Diseño en sentido longitudinal

Datos:

$$\begin{aligned}
 N &= 123.74 \text{ kips;} & b &= 15 \text{ plg.} \\
 M_y &= 135.30 \text{ kips-pie;} & t &= 25 \text{ plg.} \\
 f_c &= 3 \text{ kips/plg}^2; & g &= 0.80
 \end{aligned}$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f_c A_g) = 123.74 / (3 \times 15 \times 25) = 0.11$$

$$12 M / (f_c t A_g) = 12 \times 135.30 / (3 \times 15 \times 15 \times 25) = 0.058$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$P_g = 0.025$$

De donde:

$$A_{s_t} = p_g A_g = 0.025 \times 15 \times 25 = 9.38 \text{ plg}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 4.69 \text{ plg}^2$$

Usar 3 No. 11 en cada lado. (Figura 2.18).

## (2) Diseño en sentido transversal

Datos:

$$N = 60.69 \text{ kips};$$

$$b = 25 \text{ plg.}$$

$$M_x = 28.48 \text{ kips-pie};$$

$$t = 15 \text{ plg.}$$

$$f'_c = 3 \text{ kips/plg}^2$$

$$g = 0.70$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f'_c A_g) = 60.69/(3 \times 15 \times 25) = 0.054$$

$$12 M/(f'_c t A_g) = 12 \times 28.48/(3 \times 15 \times 15 \times 25) = 0.02$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

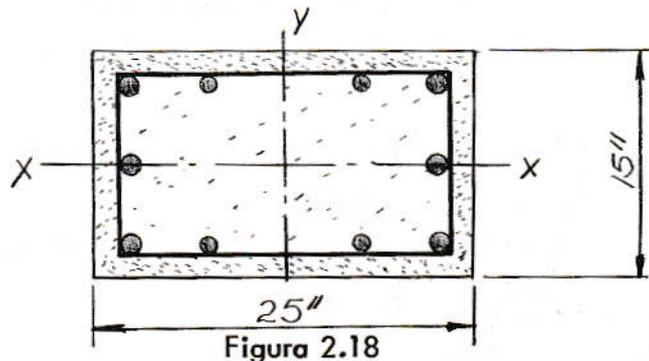
$$p_g = 0.008$$

De donde:

$$A_{s_t} = p_g A_g = 0.008 \times 15 \times 25 = 3 \text{ plg}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 1.5 \text{ plg}^2$$

Usar 2 No. 9 en cada lado. (Figura 2.18).



## ESTRIBOS No. 4

Espaciamiento:

$$16 \times 0.27 = 20 \text{ plg.}$$

$$48 \times 0.50 = 24 \text{ "}$$

$$b = 15 \text{ "}$$

USAR ESTRIBOS No. 4 a 15 plg. en toda la columna.

## 2.7.1.8 Diseño del Cimiento

El cimiento será del tipo individual, con una zapata para cada columna. Como este diseño no es para un caso específico, los datos del suelo son estimados.

$$\text{Peso unitario} = 120 \text{ lbs/pie}^3$$

$$\text{Valor soporte} = 4 \text{ kips/pie}^2$$

El cimiento se analizará bajo dos grupos de carga, que son los mismos que se emplearon para el diseño de las columnas.

$$\text{Dimensiones estimadas} = 9 \text{ pies} \times 13 \text{ pies} \times 16 \text{ pulgadas}$$

Grupo I:

$$N = N \text{ col. inferior} + p. \text{ zapata} + p. \text{ tierra} = 126.10 + 23.40 \\ + 185.00 = 334.50 \text{ kips.}$$

$$M_y = \Delta H \times 34.13 + R \times 14.22 + E \times 6.83 = 82.00 + 126.50 \\ + 46.00 = 254.50 \text{ Kips-pie}$$

$$M_x = 15.92 \text{ Kips-pie}$$

## Grupo VII:

$$N = N \text{ col. inferior} + p. \text{ zapata} + p. \text{ tierra} = 63.05 + 23.40 + 185.00 = 271.45 \text{ Kips}$$

$$M_y = \text{Momento por temblor longitudinal} + R \times 14.22 + E \times 6.83 = 21.16 + 126.50 + 46.00 = 193.66 \text{ Kips-pie}$$

$$M_x = \text{Momento por temblor transversal} = 51.24 \text{ Kips-pie}$$

## Resumen de valores:

GRUPO DE CARGA	N Kips	M <sub>y</sub> Kips-pie	M <sub>x</sub> Kips-pie
I	334.50	254.50	15.92
VII	271.45	193.66	51.24

## (1) Verificación del esfuerzo por corte punzante

Según ACI-1207, la sección que debe usarse como medida del corte será perpendicular al plano de la losa y localizada a una distancia  $d/2$  del perímetro de la columna ( $d$ : peralte efectivo de la losa); asimismo el esfuerzo de corte no debe exceder de  $2 \sqrt{f'_c}$

Este esfuerzo se calculará en función de la carga axial que trasmite la columna al cimiento, siendo máxima la del grupo I. (Ver hoja 70).

El esfuerzo cortante nominal será calculado por:

$$v_c = V/(b_0 d)$$

Donde:

$$V = 126100 \text{ lbs.}$$

$$d = 16 - 3 - 0.5 = 12.5 \text{ plg.}$$

$$b_o = 2(15 + 25 + 25) = 130 \text{ plg.}$$

Por lo que:

$$v_c = 126100 / (130 \times 12.5) = 78 \text{ lbs/plg}^2$$

$$v_{c\text{m}\acute{a}\text{x.}} = 2 \sqrt{f'_c} = 110 \text{ lbs/plg}^2$$

Como se puede apreciar, el esfuerzo nominal está dentro del límite establecido, por lo que el peralte asumido es ta correcto.

- (2) Verificación de las presiones totales que trasmite el cimiento al suelo

Esto se hace con el objeto de verificar que la presión máxima total que trasmite el cimiento al suelo no sobrepase al valor soporte del mismo.

Grupo I:

Cuando actúan sobre el cimiento las cargas de este grupo, la presión máxima ocurre en el vértice (A). (Figura 2.19).

$$N/A = 334.50/117 = 2.85 \text{ Kips/pie}^2$$

$$(M/S)_L = 154.50 / (1/6 \times 9 \times 169) = \pm 1.00 \text{ Kips/pie}^2$$

$$(M/S)_T = 30.91 / (1/6 \times 13 \times 81) = \pm 0.20 \text{ Kips/pie}^2$$

De donde:

$$P_A = 2.85 + 1.00 + 0.20 = 4.04 \text{ Kips/pie}^2$$

Existe un error de 1.25%, el cual es permisible.

Grupo VII:

Cuando actúan sobre el cimiento las cargas de este grupo, la presión máxima ocurre en el vértice "A" o en el "B" (Figura 2.19)

$$N/A = 271.45/117 = 2.33 \text{ Kips/pie}^2$$

$$(M/S)_L = 193.66/(1/6 \times 9 \times 169) = \pm 0.76 \text{ Kips/pie}^2$$

$$(M/S)_T = 51.24/(1/6 \times 13 \times 81) = \pm 0.29 \quad "$$

$$(M^s/S)_L = 162.50/(1/6 \times 9 \times 169) = \pm 0.64 \quad "$$

El momento  $M^s$  es el ocasionado por el empuje del suelo sobre la cortina y sobre la columna, y es el único que puede actuar simultáneamente sobre el cimiento con el momento por temblor transversal. Es bajo esta situación cuando se produce la presión máxima.

$$P_A = 2.33 + 0.29 + 0.64 = 3.26 \text{ Kips/pie}^2$$

Como puede apreciarse, las presiones máximas están dentro del límite establecido, por lo que las dimensiones asumidas para el cimiento están correctas.

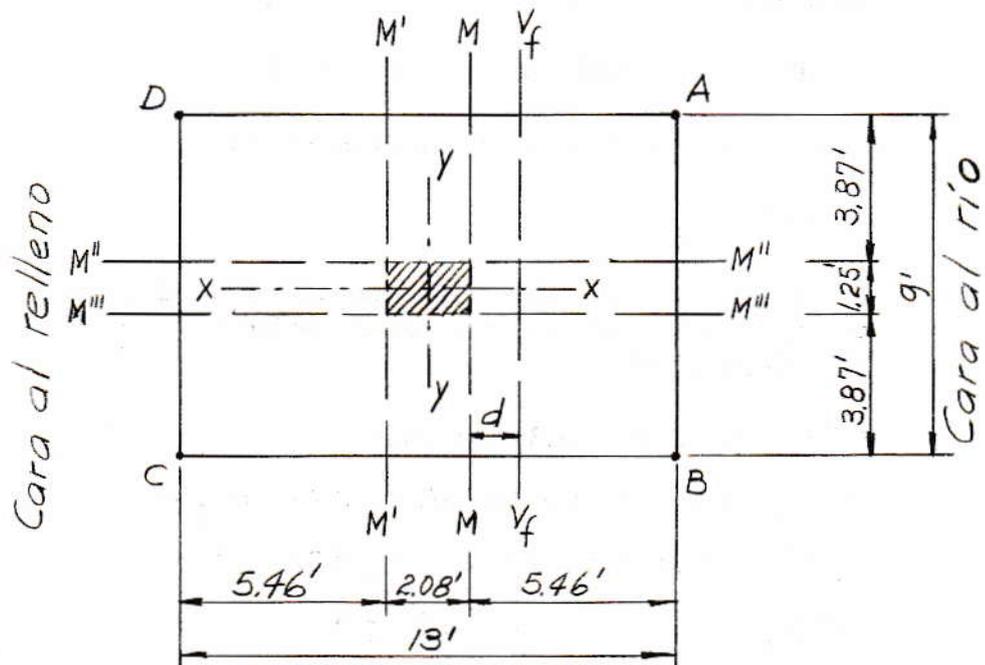


Figura 2.19

### (3) Cálculo del refuerzo longitudinal

Para el cálculo del refuerzo es necesario contar con los diagramas de presiones netas, que actúan sobre el cimiento. Las presiones netas las obtenemos restándole a las totales, la presión del peso propio de la losa y la presión de la tierra que está sobre la losa.

La altura de tierra que quedará sobre la losa del cimiento no es uniforme; del lado del relleno la altura de tierra siempre será la misma, no sucede así del lado del río, donde la altura de tierra puede aumentar o disminuir, por lo que la presión del lado del relleno será mayor que la del lado del río. Del lado del relleno la altura se toma hasta la rasante de la carretera; del lado del río asumimos una altura promedio de 8 pies.

$$P_{\text{tierra}} = 16.43 \text{ pies} \times 0.120 \text{ kips/pie}^3 = 1.97 \text{ kips/pie}^2$$

(cara al relleno).

$$P_{\text{tierra}} = 8 \text{ pies} \times 0.120 \text{ kips/pie}^3 = 0.96 \text{ kips/pie}^2$$

(cara al río).

$$P_{\text{zapata}} = (16/12) \text{ pies} \times 0.150 \text{ kips/pie}^3 = 0.20 \text{ kips/pie}^2$$

Existen una variedad de diagramas de presiones, pero sólo utilizaremos aquellos que ocasionan momentos máximos, en función de los cuales se calcula el esfuerzo necesario.

### CAMA INFERIOR

Para el cálculo del refuerzo de esta cama, utilizaremos los dos diagramas que se muestran en la figura 2.20; los cuales se calcularon en función de las presiones del grupo de carga I.

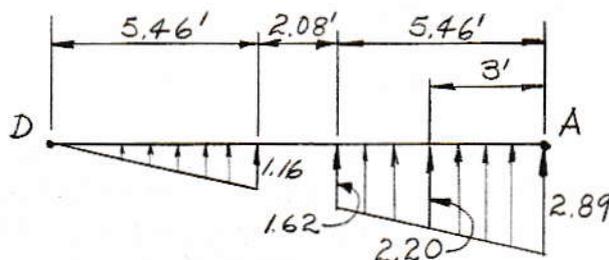


Figura 2.20

$$\begin{aligned} \text{Momento en la sección M-M} &= 1.62 \times 5.46 \times 9 \times 5.46/2 + \\ & 1.27 \times 5.46 \times 2 \times 5.46/3 = \\ & 217 + 113 = 330 \text{ kips/pie} \end{aligned}$$

$$A_s = M/(ad) = 330/(1.29 \times 12.5) = 20.5 \text{ plg}^2$$

USAR 21 No. 9

Según la AASHO 1.5.2 (f), la longitud en que deben distribuirse estas barras no es el ancho del cimiento, sino que en un ancho efectivo ( $B'$ ), el cual se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$B' = B/2 + a/2 + d$$

Donde:  $B = 9$  pies (ancho del cimiento);  $a = 1.25$  pies (ancho de la columna); y  $d = 12.5$  plg. (peralte efectivo del cimiento).

$$B' = 9/2 + 1.25/2 + 12.5/12 = 6.17 \text{ pies}$$

Distribuyendo las 21 barras en esa longitud, obtenemos el espaciamiento de las barras y por consiguiente la cantidad necesaria en toda la sección.

USAR 29 No. 9 en toda la sección.

Con el objeto de variar este refuerzo se dibujó la curva teórica de refuerzo, la cual aparece en la figura 2.21. La curva en mención se dibujó ploteando tres de sus puntos, que son: el que está sobre el eje del refuerzo para cero pies de longitud; el que está sobre el eje de distancias, para un área de refuerzo igual a cero; y el tercer punto se obtuvo calculando el refuerzo necesario en toda la sección a 3 pies del extremo del cimiento (Figura 2.20).

Según se puede observar en la Figura 2.21, donde también se dibujó la curva práctica de refuerzo, a 2.50 pies de la sección M-M se pueden cortar 14 barras, dejando únicamente 15 barras en el resto de la longitud.

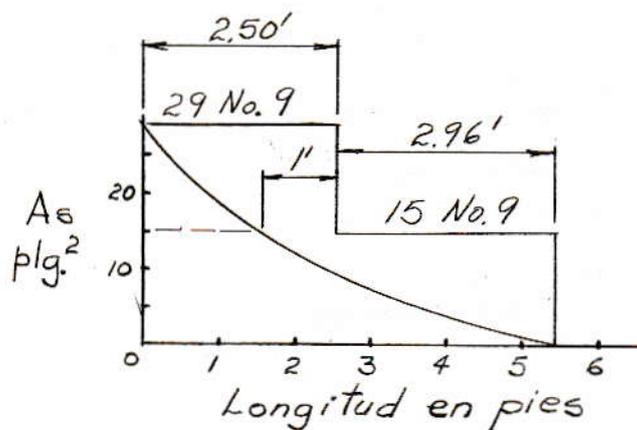


Figura 2.21

Momento en la sección  $M^b - M^a = 1.16/2 \times 5.46 \times 9 \times$

$$5.46/3 = 51.8 \text{ Kips-pie}$$

$$A_s = 51.8 / (1.29 \times 12.5) = 3.2 \text{ plg}^2$$

USAR 6 No. 7

Al igual que las anteriores, estas barras las distribuimos en el mismo ancho efectivo, es decir, en 6.17 pies.

USAR 8 No. 7, en toda la sección.

CAMA SUPERIOR

El refuerzo longitudinal de esta cama lo calculamos en función del diagrama de presiones netas que se muestra en la figura 2.22; el cual fue calculado en función de las presiones del grupo VII.

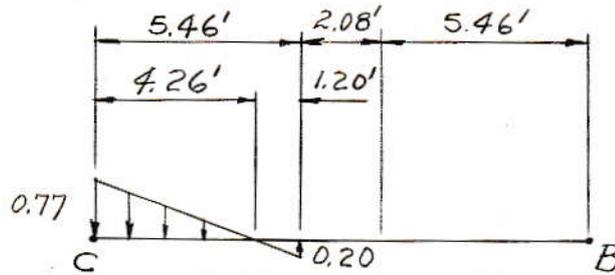


Figura 2.22

$$\begin{aligned}
 \text{Momento en la sección } M' - M' &= 0.77/2 \times 4.26 \times 9 (2 \times 4.26/3 \\
 &\quad + 1.20) - 0.20/2 \times 1.20 \times 9 \\
 &\quad \times 0.40 \\
 &= 60 - 0.43 = 59.57 \text{ kips-pie}
 \end{aligned}$$

$$A_s = 59.57 / (1.29 \times 12.5) = 3.69 \text{ plg}^2 \text{ --- USAR 12 No. 5}$$

Estas barras, al igual que las de la cama inferior, se distribuyen en el mismo ancho efectivo, es decir, en 6.17 pies.

USAR 16 No. 5 en toda la sección.

(4) Cálculo del refuerzo transversal.

#### CAMA INFERIOR

Este refuerzo lo calculamos en función del diagrama que aparece en la figura 2.23; el cual fue calculado en función de las presiones del grupo I.

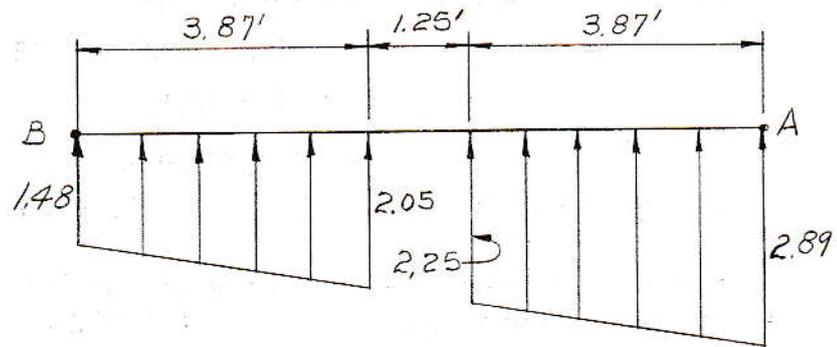


Figura 2.23

Momento en la  
sección  $M'' - M'' = 2.25 \times 3.87 \times 3.87 / 2 + 0.64 / 2 \times 3.87 \times$   
 $13 \times 2 \times 3.87 / 3 = 219 + 20.7$   
 " " " " " = 239.7 Kips-pie

$$A_s = 239.7 / (1.29 \times 11.5) = 16.10 \text{ plg.}^2 \text{ --- USAR 21 No. 8}$$

Estas barras no deben distribuirse en toda la longitud cimiento, sino que en una longitud efectiva, la cual la calculamos de acuerdo con la fórmula deducida de AASHO 1.5.2 (f).

$$B^* = 13/2 + 2.08/2 + 12.5/12 = 8.50 \text{ pies}$$

Distribuyendo las barras en la longitud anterior, obtenemos el espaciamiento y por consiguiente la cantidad necesaria en toda la sección.

USAR 30 No. 8 en toda la sección

$$\begin{aligned} \text{Momento en la sección } M''' - M''' &= 1.48 \times 3.87 \times 13 \times 3.87 / 2 + \\ & 0.57 / 2 \times 13 \times 3.87 \times 3.87 / 3 \\ &= 114 + 18.5 \end{aligned}$$

$$\text{" " " " " " } = 162.5 \text{ Kips-pie}$$

$$A_s = 162.5 / (1.29 \times 11.5) = 10.9 \text{ plg.}^2 \text{ --- USAR 14 No. 8}$$

Al igual que las anteriores, estas barras las distribuimos en la misma longitud efectiva, es decir, en 8.50 pies.

USAR 20 No. 8 en toda la sección.

#### CAMA SUPERIOR

El refuerzo de esta cama se calculará en función del diagrama que se muestra en la figura 2.24; el cual fue calculado en función de las presiones del grupo VII.

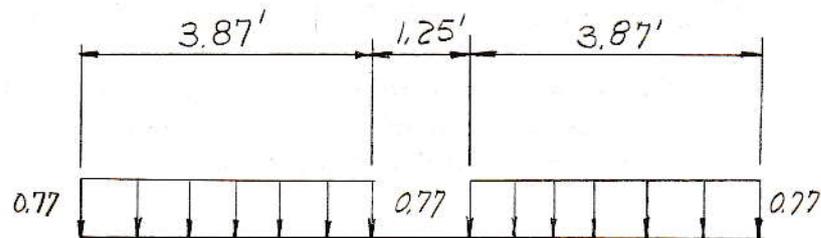


Figura 2.24

$$\begin{aligned} \text{Momento en la sección } M''' - M''' &= 0.77 \times 3.87 \times 13 \times 3.87 / 2 \\ \text{" " " " " " } &= 75 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$A_s = 75 / (1.29 \times 11.5) = 5.05 \text{ plg.}^2 \text{ --- USAR 12 No. 6}$$

Para determinar el espaciamiento del refuerzo, lo distribuimos en la misma longitud efectiva, es decir, en 8.50 pies. Este refuerzo se colocará únicamente del lado del relleno. (Fig. 2.19).

USAR 8 No. 6 a 9.3 pulgadas.

(5) Esfuerzo de corte flexionante

Este esfuerzo se verificará en la sección  $V_f - V_f$  (Figura 2.19), con el diagrama derecho de la figura 2.20.

$$v_c \text{ máx.} = 90 \text{ lbs/plg}^2$$

$$d = 12.5 \text{ plg.}$$

$$\text{Sección a corte} = 12.5 \times 108 = 1350 \text{ plg.}^2$$

$$V = 1.85 \times 4.42 \times 9 + 1.04/2 \times 4.42 \times 9 = 73.20 + 20.70$$

$$V = 93.90 \text{ Kips} = 93900 \text{ lbs.}$$

De donde:

$$v_c = 93900/1350 = 70 \text{ lbs/plg}^2$$

Como se puede apreciar, el esfuerzo está dentro del límite permisible.

## 2.7.2 Diseño de la Torre para la Luz de 60 metros (197 pies).

### 2.7.2.1 Cálculo de las Cargas.

#### (1) Carga axial "V"

Por la ecuación (17):

$$V = (w + p) L = 746 \times 197 = 146500 \text{ lbs.} = 146.5 \text{ kips}$$

(2) Carga horizontal " $\Delta H$ ":

Esta se calculará en función de la deflexión del cable bajo carga asimétrica.

Por la ecuación (13):

$$\Delta H = \frac{\Delta f}{f} \quad H = 0.117/5.00 \times 220000 = 5170 \text{ lbs.} = 5.17 \text{ kips}$$

## (3) Peso propio

Secciones estimadas:

Viga superior	8" x 10"
Viga inferior	14" x 16"
Columnas superiores	16" x 22"
Columnas inferiores	17" x 28"
Espesor de la cortina	10"

Teniendo ya las secciones de las vigas y de la cortina, procedemos a calcular sus respectivos pesos, los cuales no serán indispensables para el análisis.

$$\text{Peso propio viga superior} = 8 \times 10/144 \times 150 = 83 \text{ lb/pie}$$

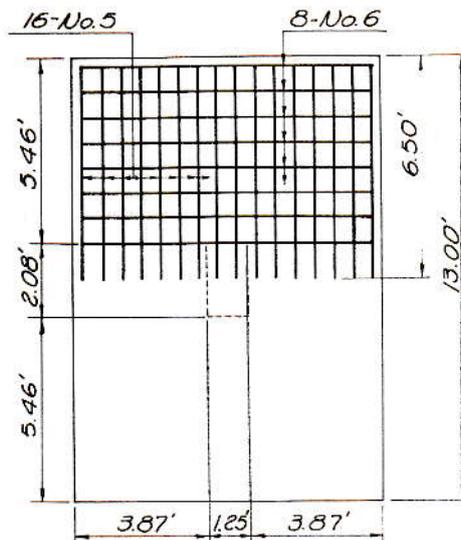
$$\text{Peso propio viga inferior} = 14 \times 16/144 \times 150 = 210 \text{ "}$$

$$\text{Peso propio cortina} = 10 \times 39.5/144 \times 150 = 410 \text{ lbs/pie}$$

## (4) Carga viva

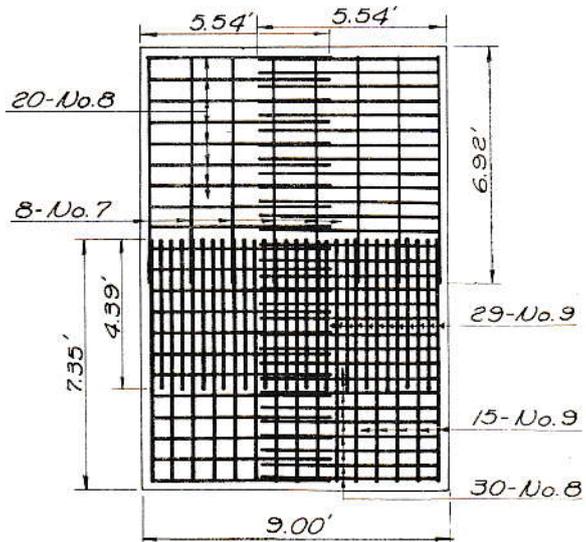
Para la viga superior se asumirá una carga viva de 15 lbs/pie, igual a la que se asumió para la misma viga de la torre anterior.

CARA AL RELLENO



CAMA SUPERIOR

CARA AL RELLENO



CAMA INFERIOR

Fig. 2.25 REFUERZO DEL CIMIENTO

Para la viga inferior, la carga viva es el peso del eje trasero del camión Standar H10-44 de la AASHO.

146500 lbs. 146500 lbs.

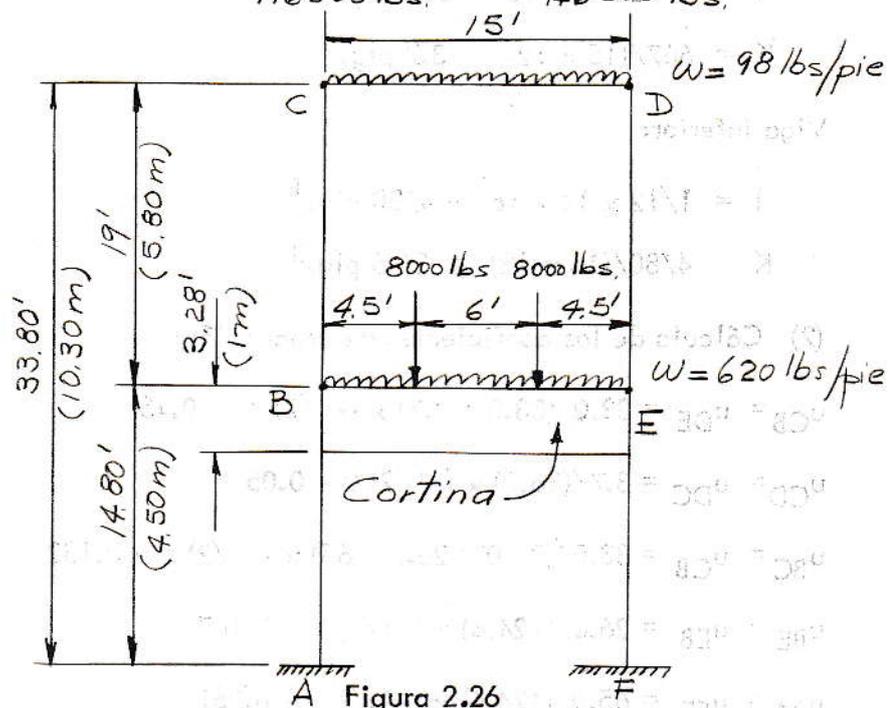


Figura 2.26

### 2.7.2.2 Análisis de la Estructura por el Método de Kani.

#### (1) Cálculo de rigideces

Columnas superiores:

$$I = 1/12 \times 22 \times 16^3 = 7500 \text{ plg.}^4$$

$$K = I/h = 7500/(19 \times 12) = 33 \text{ plg.}^3$$

Columnas inferiores:

$$I = 1/12 \times 28 \times 17^3 = 11450 \text{ plg.}^4$$

$$K = 11450/(14.80 \times 12) = 65 \text{ plg.}^3$$

Viga superior:

$$I = 1/12 \times 8 \times 10^3 = 667 \text{ plg.}^4$$

$$K = 667/(15 \times 12) = 3.7 \text{ plg.}^3$$

Viga inferior:

$$I = 1/12 \times 14 \times 16^3 = 4780 \text{ plg.}^4$$

$$K = 4780/(15 \times 12) = 26.6 \text{ plg.}^3$$

(2) Cálculo de los coeficientes de repartición:

$$u_{CB} = u_{DE} = 33.0/(33.0 + 3.7) \times (-1/2) = -0.45$$

$$u_{CD} = u_{DC} = 3.7/(36.7) \times (-1/2) = -0.05$$

$$u_{BC} = u_{CB} = 33.0/(33.0 + 26.6 + 65) \times (-1/2) = -0.132$$

$$u_{BE} = u_{EB} = 26.6/(124.6) \times (-1/2) = -0.107$$

$$u_{BA} = u_{EF} = 65.0/(124.6) \times (-1/2) = -0.261$$

(3) Cálculo de los momentos de sujeción ( $\bar{M}_i$ )

Las dos vigas de esta torre están bajo las mismas condiciones de carga muerta y de carga viva que las de la torre para 40 metros de luz, por lo que los momentos de sujeción serán exactamente iguales.

Viga superior:

$$\bar{M}_i = 1.84 \text{ kips-pie}$$

Viga inferior:

$$\bar{M}_i = 51.30 \text{ kips-pie}$$

- (4) Cálculo de los momentos en las vigas y columnas.  
(Figura 2.27).
- (5) Cálculo de los cortes máximos.

Las dos vigas de esta torre están bajo las mismas condiciones de carga muerta y de carga viva que las de la torre para 40 metros de luz, por lo que los cortes máximos serán exactamente iguales.

Viga superior:

$$V_C = V_D = 736 \text{ lbs.}$$

Viga inferior:

$$V_B = V_E = 16950 \text{ lbs.}$$

- (6) Momento en la línea central de las vigas

Efectuando un cuerpo libre en cada una de las vigas, se obtuvieron los siguientes valores de momento en la línea central:

Viga superior:

$$M_{LC} = 0.58 \text{ kips-pie}$$

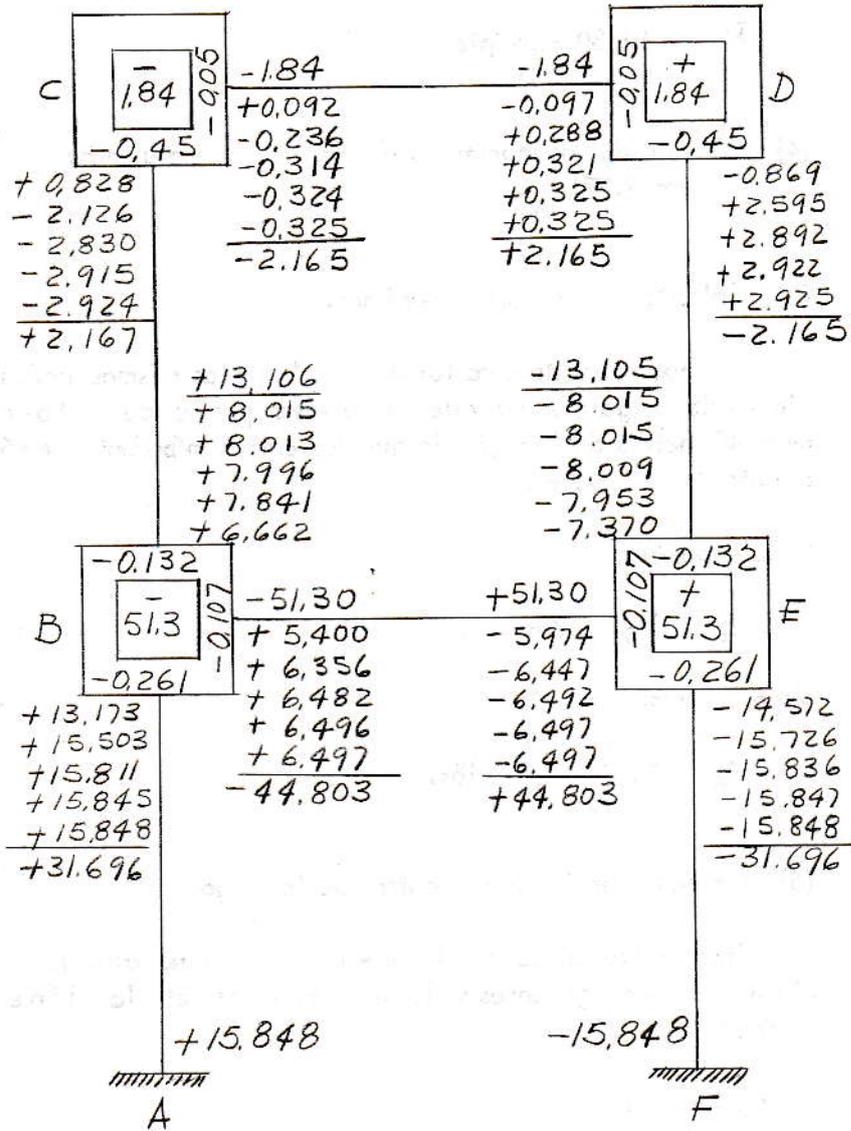


Figura 2.27

Viga inferior:

$$MLC = 40.55 \text{ kips-pie}$$

### 2.7.2.3 Diseño de la Viga Superior

(1) Cálculo de los momentos de diseño

$$\begin{aligned} M \text{ dis. } (-) &= M \text{ máx. } (-) - V_a/3 = 2.17 - 0.736 \times 16/(12 \times 3) \\ &= -1.84 \text{ kips-pie} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ dis. } (+) &= M \text{ máx. } (+) - V_a/6 = 0.58 - 0.736 \times 16/(12 \times 6) \\ &= +0.35 \text{ kips-pie} \end{aligned}$$

El momento negativo corresponde al momento en los extremos de la viga, y el momento positivo al momento en la línea central.

(2) Diseño para momento

Refuerzo para momento negativo:

$$A_s = \frac{M}{f_y j d} = \frac{12 \times 1.84}{18 \times 0.867 \times 7.75} = 0.18 \text{ plg.}^2$$

USAR 2 No. 3

Refuerzo para momento positivo:

$$A_s = \frac{12 \times 0.35}{18 \times 0.867 \times 7.75} = 0.04 \text{ plg.}^2$$

USAR 2 No. 2.

## (3) Diseño para corte:

$$v_c \text{ máx.} = 90 \text{ lbs/plg.}^2 \text{ (sin estribos)}$$

$$V_{\text{máx.}} = 736 \text{ lbs.; } b = 8"; d = 7.75"$$

Esfuerzo de corte en los apoyos:

$$v_c = V/bd = 736/(8 \times 7.75) = 12 \text{ lbs/plg.}^2$$

Como se puede apreciar, la sección es suficiente para absorber el esfuerzo de corte. Según la AASHO, la separación máxima de los estribos, cuando no son necesarios, debe ser de  $3/4 d$ .

Siendo así, USAREMOS ESTRIBOS No. 2 a 6 pulgadas.

## 2.7.2.4 Diseño de la Viga Inferior

## (1) Cálculo de los momentos de diseño:

$$M \text{ dis. } (-) = 44.80 - 16.95 \times 17/(12 \times 3) = -36.79 \text{ kips-pie}$$

$$M \text{ dis. } (+) = 40.55 - 16.95 \times 17/(12 \times 6) = +36.55 \text{ kips-pie}$$

Al igual que en la viga superior, el momento negativo corresponde a los extremos y el momento positivo a la línea central.

## (2) Diseño para momento

Refuerzo para momento negativo:

$$A_s = \frac{12 \times 36.79}{18 \times 0.867 \times 13.3} = 2.14 \text{ plg.}^2$$

USAR 3 No. 8

Refuerzo para momento positivo:

$$A_s = \frac{12 \times 36.55}{18 \times 0.867 \times 13.3} = 2.12 \text{ plg.}^2$$

USAR 3 No. 8

(3) Diseño para corte

$$v_c \text{ máx.} = 90 \text{ lbs/plg}^2 \text{ (sin estribos)}$$

$$V \text{ máx.} = 16.95 \text{ kips.}; b = 14"; d = 13.30"$$

Esfuerzo de corte en los apoyos:

$$v_c = 1000 V/bd = 16950/(14 \times 13.3) = 91 \text{ lbs/plg.}^2$$

El esfuerzo nominal sobrepasa en 1% al esfuerzo máximo, por lo que la sección es suficiente para absorber el esfuerzo de corte.

Según la AASHO, la separación máxima de los estribos, cuando no son necesarios, debe ser de  $3/4 d$ .

Siendo así, USAREMOS ESTRIBOS No. 2 a 10 pulgadas.

#### 2.7.2.5 Diseño de la Cortina

La cortina de esta torre tiene las mismas dimensiones que la de la torre anterior y está sometida a los mismos esfuerzos; por lo que se asumirá la misma distribución y cantidad de refuerzo.

La fuerza que trasmite la cortina a las columnas también es la misma.

### 2.7.2.6 Diseño de la Columna Superior

Las dimensiones estimadas de la columna son: 16" x 22", y se diseñará de sección constante.

El sistema de ejes es igual al de las columnas de la torre anterior.

#### SECCIÓN EN LA BASE DE LA COLUMNA

Grupo I:

$$N = V + V_C + p. \text{ columna} = 146.50 + 1.37 + 7.00 = 154.87 \text{ kips}$$

$$M_y = \Delta H \times 19 = 5.17 \times 19 = 98 \text{ kips-pie}$$

$$M_x = 13.11 \text{ kips-pie (del Análisis).}$$

Grupo VII:

$$N = V \text{ (bajo carga muerta)} + p. \text{ viga superior} + p. \text{ columna}$$

$$N = 71.7 + 0.62 + 7.00 = 79.32 \text{ kips}$$

$$M_y = \text{Momento por temblor longitudinal} = 6.20 \text{ kips-pie}$$

$$M_x = \text{Momento por temblor transversal} = 36.88 \text{ kips-pie}$$

Los dos momentos anteriores se calcularon de igual manera que para la columna superior de la torre anterior.

Resumen de valores:

GRUPO DE CARGA	N Kips	M <sub>y</sub> Kips-pie	M <sub>x</sub> Kips-pie
I	154.87	98.0	13.11
VII	79.32	6.2	36.88

Como se puede observar, los valores críticos son:  $N$  y  $M_y$  en el Grupo I;  $N$  y  $M_x$  en el Grupo VII; los cuales no actúan simultáneamente sobre la columna.

(1) Diseño en sentido longitudinal

Datos:

$$\begin{aligned} N &= 154.87 \text{ kips} & M_y &= 98 \text{ kips-pie} \\ f_c &= 3 \text{ kips/plg.}^2 & g &= 0.80 \\ b &= 16 \text{ plg.} & t &= 22 \text{ plg.} \end{aligned}$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f_c A_g) = 154.87/(3 \times 16 \times 22) = 0.15$$

$$12 M/(f_c t A_g) = 12 \times 98/(3 \times 22 \times 16 \times 22) = 0.05$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$P_g = 0.017$$

De donde:

$$A_{s_t} = p_g A_g = 0.017 \times 16 \times 22 = 6 \text{ plg.}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 3 \text{ plg.}^2$$

Usar 5 No. 7 en cada lado (Figura 2.28)

(2) Diseño en sentido transversal.

Datos:

$$\begin{aligned}
 N &= 79.32 \text{ kips;} & M &= 36.88 \text{ kips-pie} \\
 f_c' &= 3 \text{ kips/plg.}^2; & g &= 0.70 \\
 b &= 22 \text{ plg.}; & t &= 16 \text{ plg.}
 \end{aligned}$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f_c' A) = 79.32/(3 \times 16 \times 22) = 0.075$$

$$12 M/(f_c' t A g) = 12 \times 36.88/(3 \times 16 \times 16 \times 22) = 0.025$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$p_g = 0.01$$

De donde:

$$A_{st} = p_g A_g = 0.01 \times 16 \times 22 = 3.52 \text{ plg.}^2$$

$$1/2 A_{st} = 1.76 \text{ plg.}^2$$

Usar 3 No. 7 en cada lado (Figura 2.28)

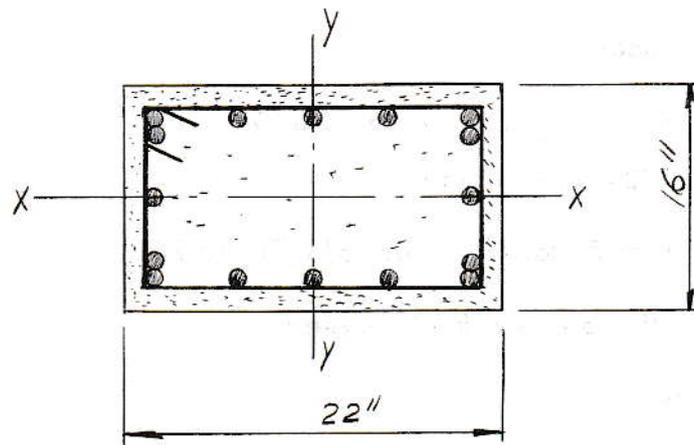


Figura 2.28

## SECCIÓN A 6.60 PIES DE LA BASE

Resumen de valores:

GRUPOS DE CARGA	N Kips	My Kips-pie	Mx Kips-pie
I	152.41	64.0	8.95
VII	76.86	2.86	20.66

(1) Diseño en sentido longitudinal

Datos:

$$N = 152.41 \text{ Kips};$$

$$M_y = 64 \text{ kips-pie}$$

$$f_c^* = 3 \text{ Kips/plg.}^2;$$

$$g = 0.80$$

$$b = 16.0 \text{ plg.}$$

$$t = 22 \text{ plg.}$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f_c^* A_g) = 152.41/(3 \times 16 \times 22) = 0.145$$

$$12 M/(f_c^* t A_g) = 12 \times 64/(3 \times 22 \times 16 \times 22) = 0.033$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$p_g = 0.0068$$

De donde:

$$A_{s_t} = p_g A_g = 0.0068 \times 16 \times 22 = 2.40 \text{ plg}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 1.20 \text{ plg.}^2$$

Usar 2 No. 7 en cada lado (Figura 2.29).

## (2) Diseño en sentido transversal

Datos:

$$N = 76.86 \text{ Kips};$$

$$M_x = 20.66 \text{ kips-pie}$$

$$f'_c = 3 \text{ Kips-plg.}^2$$

$$g = 0.70$$

$$b = 22 \text{ plg.}$$

$$t = 16.0 \text{ plg.}$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f'_c A_g) = 76.86/(3 \times 16 \times 22) = 0.075$$

$$12 M/(f'_c t A_g) = 12 \times 20.66/(3 \times 16 \times 16 \times 22) = 0.015$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$p_g = 0.003$$

De donde:

$$A_{s_t} = 0.003 \times 16 \times 22 = 1.06 \text{ plg.}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 0.53 \text{ plg.}^2$$

Usar 1 No. 7 en cada lado (Figura 2.29)

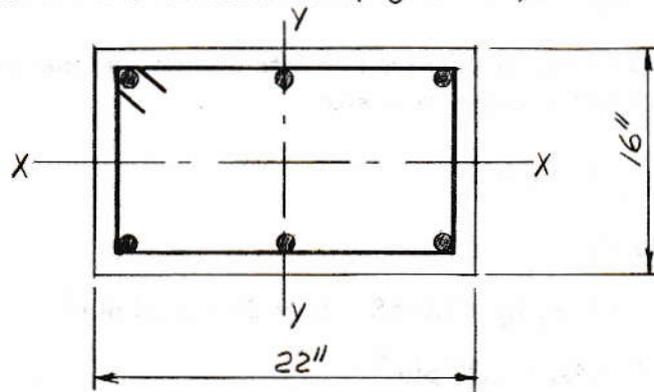


Figura 2.29

El momento por temblor se calculó de igual manera que para la columna inferior de la torre anterior.

$$M_x = \text{Momento por temblor transversal} = 66.96 \text{ kips-pie}$$

Este momento también se calculó de igual manera que para la torre anterior.

Resumen:

GRUPO DE CARGA	N Kips	$M_y$ Kips-pie	$M_x$ Kips-pie
I	179.17	330.60	15.85
VII	91.32	181.31	66.96

Como se puede apreciar, los valores críticos son: N y  $M_y$  en el Grupo I; N y  $M_x$  en el Grupo VII; los cuales no actúan simultáneamente sobre la columna.

(1) Diseño en sentido longitudinal

Datos:

$$N = 179.17 \text{ kips;}$$

$$M_y = 330.60 \text{ Kips-pie}$$

$$f_c = 3 \text{ Kips/plg.}^2;$$

$$g = 0.80$$

$$b = 17 \text{ plg.};$$

$$t = 28 \text{ plg.}$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f_c A_g) = 179.17 / (3 \times 17 \times 28) = 0.125$$

$$12 M / (f_c t A_g) = 12 \times 330.60 / (3 \times 28 \times 17 \times 28) = 0.099$$

Estribos No. 4

$$\begin{aligned} \text{Espaciamiento: } & 16 \times 0.875 = 14'' \\ & 48 \times 0.50 = 24'' \\ & b = 16'' \end{aligned}$$

USAR ESTRIBOS No. 4 a 14 pulgadas en toda la columna.

### 2.7.2.7 Diseño de la Columna Inferior.

Las dimensiones estimadas para esta columna fueron de 17" x 28", y se diseñará de sección constante.

### SECCIÓN EN LA BASE DE LA COLUMNA

Grupo I:

$$N = N \text{ col. superior} + V_E + p. \text{ columna} = 154.87 + 16.95 + 7.35 = 179.17 \text{ Kips}$$

$$M_y = \Delta H \times 33.80 + R \times 12.89 + E \times 5.5$$

donde:  $\Delta H = 5.17$  kips;  $R = 8.90$  kips (empuje del suelo sobre la cortina);

$$E = 7.66 \text{ kips (empuje del suelo sobre la columna)}$$

$$M_y = 174.00 + 114.60 + 42.00 = 330.60 \text{ kips-pie}$$

$$M_x = 15.85 \text{ kips-pie (Del análisis)}$$

Grupo VII:

$$N = N \text{ col. superior} + p. \text{ viga inferior} + p. \text{ columna} = 79.32 + 4.65 + 7.35 = 91.32 \text{ kips}$$

$$M_y = \text{Momento por temblor longitudinal} + R \times 12.89 + E \times 5.5 = 24.71 + 114.60 + 42.00 = 181.31 \text{ Kips-pie.}$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$p_g = 0.047$$

De donde:

$$A_{s_t} = 0.047 \times 17 \times 28 = 22.40 \text{ plg}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 11.20 \text{ plg}^2$$

Usar 6 No. 11 y 2 No. 9 en cada lado (Figura 2.30).

(2) Diseño en sentido transversal

Datos:

$$N = 91.32 \text{ Kips};$$

$$M_x = 66.96 \text{ Kips-pie}$$

$$f'_c = 3 \text{ Kips/plg}^2;$$

$$g = 0.70$$

$$b = 28 \text{ plg.};$$

$$t = 17 \text{ plg.}$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f'_c A_g) = 91.32/(3 \times 17 \times 28) = 0.065$$

$$12 M/(f'_c t A_g) = 12 \times 66.96/(3 \times 17 \times 17 \times 28) = 0.033$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$p_g = 0.016$$

De donde:

$$A_{s_t} = 0.016 \times 17 \times 28 = 7.62 \text{ plg}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 3.81 \text{ plg}^2$$

USAR 4 No. 9 en cada lado (Figura 2.30)

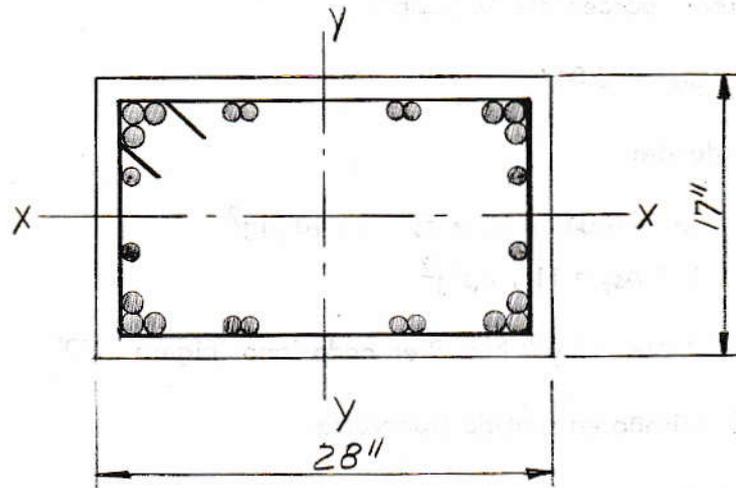


Figura 2.30

## SECCIÓN A 5 PIES DE LA BASE

Resumen de valores:

GRUPO DE CARGA	N Kips	$M_y$ Kips-pie	$M_x$ Kips-pie
I	177.56	232.70	9.70
VII	89.47	101.73	35.73

## (1) Diseño en sentido longitudinal

Datos:

$$N = 177.56 \text{ Kips};$$

$$M_y = 232.70 \text{ Kips-pie}$$

$$f'_c = 3 \text{ Kips/plg}^2$$

$$g = 0.80$$

$$b = 17 \text{ plg.}$$

$$t = 28 \text{ plg.}$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f_c^* A_g) = 177.56/(3 \times 17 \times 28) = 0.124$$

$$12 M/(f_c^* t A_g) = 12 \times 232.70/(3 \times 28 \times 17 \times 28) = 0.07$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$p_g = 0.031$$

De donde:

$$A_{s_t} = 0.031 \times 17 \times 28 = 14.80 \text{ plg}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 7.40 \text{ plg}^2$$

Usar 4 No. 11 y 2 No. 9 en cada lado (Figura 2.31)

(2) Diseño en sentido transversal

Datos:

$$N = 89.47 \text{ kips}; \quad M_x = 35.73 \text{ Kips-pie}$$

$$f_c^* = 3 \text{ Kips/plg}^2; \quad g = 0.70$$

$$b = 18 \text{ plg.} \quad t = 17 \text{ plg.}$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f_c^* A_g) = 89.47/(3 \times 17 \times 28) = 0.064$$

$$12 M/(f_c^* t A_g) = 12 \times 35.73/(3 \times 17 \times 17 \times 28) = 0.018$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$p_g = 0.0065$$

De donde:

$$A_{s_f} = 0.0065 \times 17 \times 28 = 3.08 \text{ plg}^2$$

$$1/2 A_{s_f} = 1.54 \text{ plg}^2$$

USAR 2 No. 9 en cada lado (Figura 2.31).

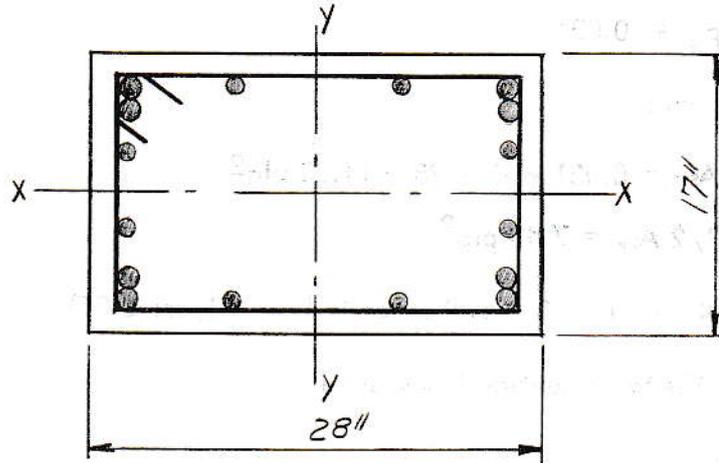


Figura 2.31

#### SECCIÓN A 8.40 PIES DE LA BASE

En esta sección únicamente se calculará el refuerzo longitudinal; el refuerzo en el sentido transversal permanecerá constante desde la sección anterior hasta la parte superior de la columna.

Datos:

$$N = 175.00 \text{ Kips};$$

$$M_y = 175.85 \text{ Kips-pie}$$

$$f'_c = 3 \text{ Kips/plg}^2;$$

$$g = 0.80$$

$$b = 17 \text{ plg.}$$

$$t = 28 \text{ plg.}$$

Con los datos anteriores calculamos los siguientes valores:

$$P/(f_c' + A_g) = 175/(3 \times 17 \times 28) = 0.122$$

$$12 M/(f_c' + A_g) = 12 \times 175.85/(3 \times 28 \times 17 \times 28) = 0.053$$

Entrando al diagrama de interacción, obtenemos el siguiente porcentaje de acero:

$$p_g = 0.0217$$

De donde:

$$A_{s_t} = 0.0217 \times 17 \times 28 = 10.24 \text{ plg.}^2$$

$$1/2 A_{s_t} = 5.12 \text{ plg.}^2$$

USAR 2 No. 11 y 2 No. 9 en cada lado (Figura 2.32)

Estribos No. 4

Espaciamiento	$16 \times 1.128 = 18''$
	$48 \times 0.50 = 24''$
	$b = 17''$

USAR ESTRIBOS No. 4 a 17 pulgadas en toda la columna.

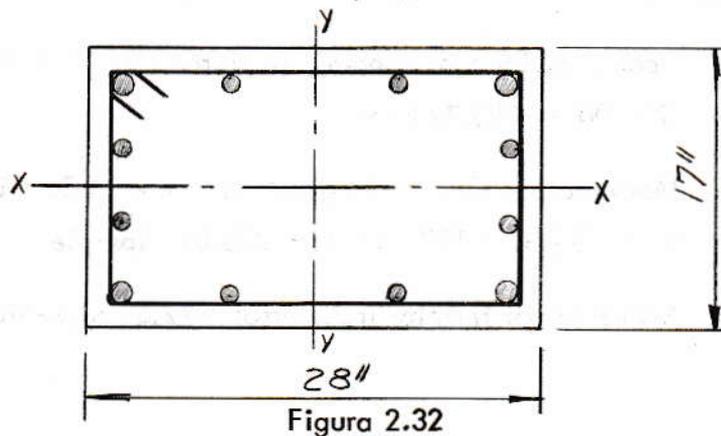


Figura 2.32

## 2.7.2.8 Diseño del Cimiento

El cimiento será del tipo individual, con una zapata para cada columna de la torre.

$$\text{Peso unitario del suelo} = 120 \text{ kips/pie}^3$$

$$\text{Valor soporte del suelo} = 4 \text{ kips/pie}$$

El cimiento se analizará bajo dos grupos de carga, que son los mismos que se emplearon para el diseño de las columnas.

$$\text{Dimensiones estimadas} = 11 \text{ pies} \times 15 \text{ pies} \times 20 \text{ pulgadas}$$

Grupo I:

$$\begin{aligned} N &= N \text{ col. inferior} + p. \text{ zapata} + p. \text{ tierra} = 179.17 + 41.40 \\ &+ 261.00 = 481.57 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= \Delta H \times 35.47 + R \times 14.56 + E \times 7.17 = 182 + 129 + \\ &54.70 = 365.70 \text{ kips/pie} \end{aligned}$$

$$M_x = 15.85 \text{ kips-pie}$$

Grupo VII:

$$\begin{aligned} N &= N \text{ col. inferior} + p. \text{ zapata} + p. \text{ tierra} = 91.32 + 41.40 \\ &+ 261.00 = 393.72 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &= \text{Momento por temblor longitudinal} + R \times 14.56 + E \times \\ &7.17 = 29.31 + 129 + 54.70 = 223.01 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$M_x = \text{Momento por temblor transversal} = 72.61 \text{ Kips-pie}$$

Resumen:

GRUPO DE CARGA	N Kips	My Kips-pie	Mx Kips-pie
I	481.57	365.70	15.85
VII	393.72	223.01	72.61

(1) Verificación del esfuerzo por corte punzante

Este esfuerzo se calculará en función de la carga axial que trasmite la columna al cimiento, siendo máxima la del grupo de carga I (ver hoja 101)

El esfuerzo cortante nominal será calculado por:

$$v_c = V/b_0d$$

Donde:

$$V = 179.17 \text{ Kips} = 179170 \text{ lbs.}$$

$$d = 20 - 3 - 0.5 = 16.5 \text{ plg.}$$

$$b_0 = 2(17 + 28 + 33) = 156 \text{ plg.}$$

Por lo que:

$$v_c = 179170 / (156 \times 16.5) = 70 \text{ lbs/plg}^2$$

$$v_{c \text{ máx.}} = 2 \sqrt{f'_c} = 110 \text{ lbs/plg}^2$$

Como se puede apreciar, el esfuerzo nominal está dentro del límite establecido, por lo que el peralte asumido está correcto.

## (2) Verificación de las presiones totales que trasmite el cimiento al suelo

Esto se hace con el objeto de verificar que la presión máxima total que trasmite el cimiento al suelo, no sobrepase al valor soporte del mismo.

## Grupo I:

Cuando actúan sobre el cimiento las cargas de este grupo, la presión máxima ocurre en el vértice "A" (Figura 2.33)

$$N/A = 481.57/165 = 2.92 \text{ Kips/pie}^2$$

$$(M/S)_L = 365.70/(1/6 \times 11 \times 225) = \pm 0.89 \text{ Kips/pie}^2$$

$$(M/S)_T = 29.86/(1/6 \times 15 \times 121) = \pm 0.10 \quad "$$

de donde:

$$P_A = 2.92 + 0.89 + 0.10 = 3.91 \text{ Kips/pie}^2$$

## Grupo VII:

Cuando actúan sobre el cimiento las cargas de este grupo, la presión máxima ocurre en el vértice "A" o en el "B" (Figura 2.33)

$$N/A = 393.73/165 = 2.39 \text{ Kips/pie}^2$$

$$(M/S)_L = 223.01/(1/6 \times 11 \times 225) = \pm 0.54 \text{ Kips/pie}^2$$

$$(M/S)_T = 72.61/(1/6 \times 15 \times 121) = \pm 0.24 \quad "$$

$$(M^1/S)_L = 183.70/(1/6 \times 11 \times 225) = \pm 0.44 \quad "$$

El momento  $M^I$  es el ocasionado por el empuje del suelo sobre la cortina y sobre la columna, y es el único que puede actuar simultáneamente sobre el cimiento con el momento por temblor transversal. Es bajo esta situación cuando se produce la presión máxima.

$$P_A = 2.39 + 0.24 + 0.44 = 3.07 \text{ Kips/pie}^2$$

Como se puede apreciar, las presiones máximas están dentro del límite establecido, por lo que las dimensiones asumidas para el cimiento están correctas.

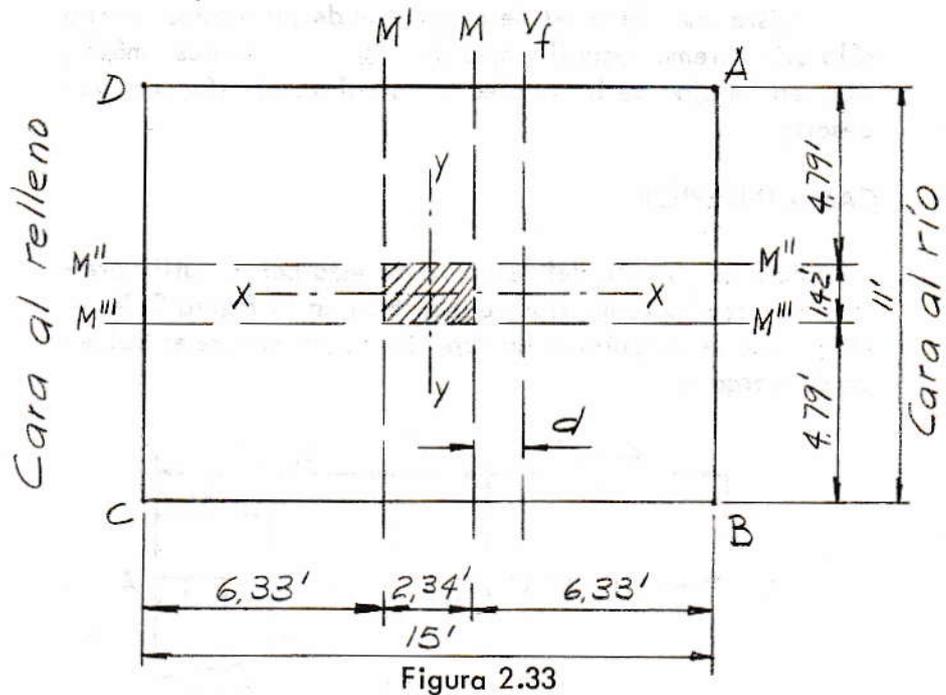


Figura 2.33

### (3) Cálculo del refuerzo longitudinal

Al igual que para el cimiento de la torre anterior, el refuerzo se calculará en función de las presiones netas.

La presión de la tierra, tanto cara al relleno como cara al río, es exactamente igual a la que actúa sobre el cimiento de la torre anterior; cambiando únicamente la presión de la zapata, puesto que el espesor es mayor.

$$P_{\text{tierra}} = 1.97 \text{ Kips/pie}^2 \text{ (cara al relleno)}$$

$$P_{\text{tierra}} = 0.96 \text{ Kips/pie}^2 \text{ (cara al río)}$$

$$P_{\text{zapata}} = (20/12) \text{ pies} \times 0.150 \text{ Kips/pie}^3 = 0.25 \text{ Kips/pie}^2$$

Existe una variedad de diagramas de presiones, pero sólo utilizaremos aquellos que ocasionan momentos máximos, en función de los cuales se calculará el refuerzo necesario.

### CAMA INFERIOR

Para el cálculo del refuerzo de esta cama, utilizaremos los dos diagramas que se muestran en la figura 2.34; los cuales se calcularon en función de las presiones del grupo de carga I.

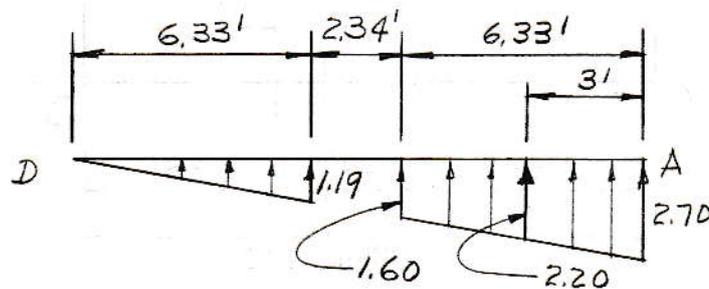


Figura 2.34

$$\begin{aligned} \text{Momento en la sección M-M} &= 1.60 \times 6.33 \times 11 \times 6.33/2 + \\ & 1.10/2 \times 6.33 \times 11 \times 2 \times \\ & 6.33/3 = 353 + 163 = 516 \text{ K-pie} \end{aligned}$$

$$A_s = M/(ad) = 516/(1.29 \times 16.5) = 24.20 \text{ plg}^2$$

USAR 19 No. 10

Según la AASHO 1.5.2 (5), la longitud en que deben distribuirse estas barras no es el ancho del cimiento, sino que en un ancho efectivo ( $B^e$ ), el cual se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$B^e = B/2 + a/2 + d$$

Donde:  $B = 11$  pies (ancho del cimiento);  $a = 1.42$  pies (ancho de la columna); y  $d = 16.5$  plg. (peralte efectivo del cimiento).

$$B^e = 11/2 + 1.42/2 + 16.5/12 = 7.59 \text{ pies}$$

Distribuyendo las 19 barras en esa longitud, obtenemos el espaciamiento de las barras y por consiguiente la cantidad necesaria en toda la sección.

USAR 26 No. 10 en toda la sección

Con el objeto de variar el refuerzo se dibujó la curva teórica de refuerzo, la cual aparece en la figura 2.35, junto con la curva práctica. La curva en mención se dibujó planteando tres de sus puntos, que son: el que está sobre el eje del refuerzo para cero pies de longitud; el que está sobre el eje de distancias, para un área de refuerzo igual a cero; y el tercer punto se obtuvo calculando el refuerzo necesario en toda la sección a 3 pies del extremo del cimiento (Figura 2.34).

Según se puede observar en la figura 2.35, la curva práctica nos indica que a 2.48 pies de la sección M-M se pueden cortar 12 barras, dejando únicamente 14 barras en el resto de la longitud.

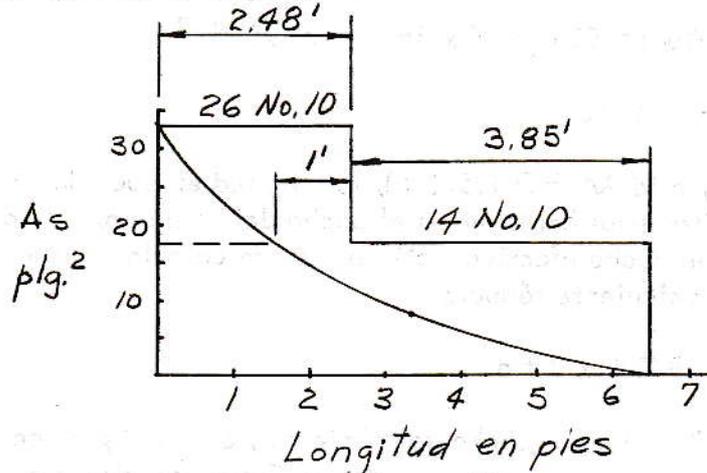


Figura 2.35

$$\text{Momento en la sección } M^1-M^1 = \frac{1.19}{2} \times 6.33 \times 11 \times 6.33/3 = 88 \text{ Kips-pie}$$

$$A_s = 88 / (1.29 \times 16.5) = 4.14 \text{ plg.}^2 \text{ --- USAR 7 No. 7}$$

Al igual que las anteriores, estas barras las distribuímos en el mismo ancho efectivo, es decir, en 7.59 pies.

USAR 9 No. 7 en toda la sección.

#### CAMA SUPERIOR

El refuerzo longitudinal de esta cama lo calculamos en función del diagrama de presiones que se muestra en la figura 2.36; el cual fue calculado en función de las presiones del grupo VII.

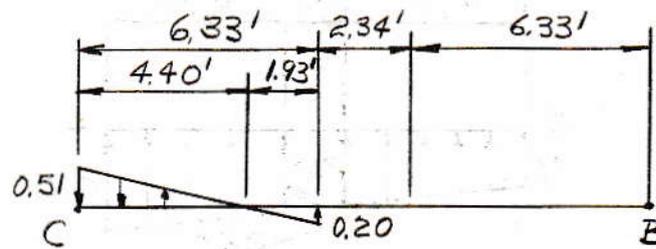


Figura 2.36

$$\begin{aligned}
 \text{Momento en la sección } M^1 - M^1 &= 0.51 \times 4.40 \times 11 \left( 2 \times \frac{4.40}{3} \right. \\
 &\quad \left. + 1.93 \right) - 0.10 \times 1.93 \times 11 \times \\
 &\quad \frac{1.93}{3} = 60 - 1.36 \\
 &= 58.64 \text{ Kips-pie}
 \end{aligned}$$

$$A_s = 58.64 / (1.29 \times 16.5) = 2.76 \text{ plg}^2 \text{ --- USAR 9 No. 5}$$

Estas barras también se distribuyen en el mismo ancho efectivo que se empleó para la cama inferior, es decir, en 7.59 pies.

USAR 12 No. 5 en toda la sección.

#### (4) Cálculo del refuerzo transversal

##### CAMA INFERIOR

Este refuerzo lo calcularemos en función del diagrama que aparece en la figura 2.37; el cual fue calculado en función de las presiones del grupo I.

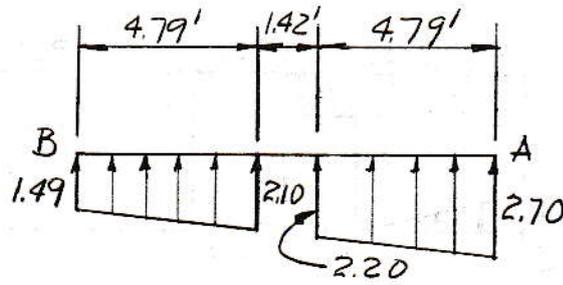


Figura 2.37

$$\begin{aligned}
 \text{Momento en la sección } M''-M'' &= 2.20 \times 4.79 \times 15 \times 4.79/2 \\
 &+ 0.25 \times 4.79 \times 15 \times 2 \times \\
 &4.79/3 = 378 + 57 \\
 &= 435 \text{ Kips-pie}
 \end{aligned}$$

$$A_s = 435 / (1.29 \times 15.23) = 22.04 \text{ plg}^2 \text{ --- USAR 22 No. 9}$$

Estas barras no deben distribuirse en toda la longitud del cemento, sino que en una longitud efectiva, la cual la calculamos de acuerdo con la fórmula deducida de AASHO 1.5.2 (f).

$$B^e = 15/2 + 2.34/2 + 16.5/12 = 9.94 \text{ pies}$$

Distribuyendo las barras en la longitud anterior, obtenemos el espaciamiento y por consiguiente la cantidad necesaria en toda la sección.

USAR 32 No. 9 en toda la sección.

$$\begin{aligned} \text{Momento en la sección } M^m - M^m &= 1.49 \times 4.79 \times 15 \times 4.79/2 \\ &+ 0.61/2 \times 4.79 \times 15 \times \\ &4.79/3 = 256 + 35 \\ &= 291 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$A_s = 291 / (1.29 \times 15.23) = 14.80 \text{ plg.}^2 \text{ --- USAR 15 No. 9}$$

Al igual que las anteriores, estas barras las distribuímos en la misma longitud efectiva, es decir, en 9.94 pies.

USAR 21 No. 9 en toda la sección.

#### CAMA SUPERIOR

El refuerzo transversal de esta cama se calculará en función del diagrama que se muestra en la figura 2.38, el cual fue calculado en función de las presiones del grupo de carga VII.

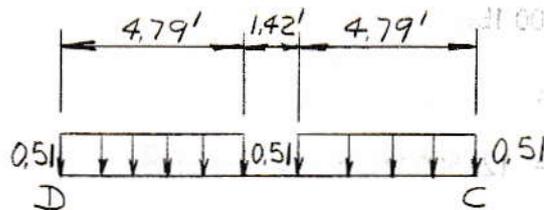


Figura 2.38

$$\begin{aligned} \text{Momento en la sección } M^m - M^m &= 0.51 \times 4.79 \times 15 \times 4.79/2 \\ &= 88 \text{ Kips-pie} \end{aligned}$$

$$A_s = 88 / (1.29 \times 15.23) = 4.46 \text{ plg.}^2 \text{ --- USAR 10 No. 6}$$

Para determinar el espaciamiento del refuerzo, también lo distribuimos en la misma longitud efectiva que para la cama inferior, es decir, en 9.94 pies. Este refuerzo se colocará únicamente del lado del relleno (Figura 2.33).

USAR 5 No. 6 a 13.20 pulgadas.

(5) Esfuerzo por corte flexionante

Este esfuerzo se verificará en la sección  $V_f - V_f$  (Figura 2.33), con el diagrama derecho de la figura 2.34.

$$v_c \text{ máx.} = 90 \text{ lbs/plg}^2$$

$$d = 16.5 \text{ plg.}$$

$$\text{Sección a corte} = 16.5 \times 132 = 2175 \text{ plg}^2$$

$$V = 1.75 \times 4.96 \times 11 + 0.95/2 \times 4.96 \times 11 = 95.50 + 26.00 \\ = 121.5 \text{ Kips}$$

$$V = 121500 \text{ lbs.}$$

de donde:

$$v_c = 121500/2175 = 56 \text{ lbs/plg}^2$$

## 2.8 Anclajes

Los anclajes o muertos, como generalmente se les llama, tienen como función servir de punto de apoyo a los cables del puente.

Se diseñarán anclajes del tipo externo, con uno para cada cable a la entrada y salida del puente.

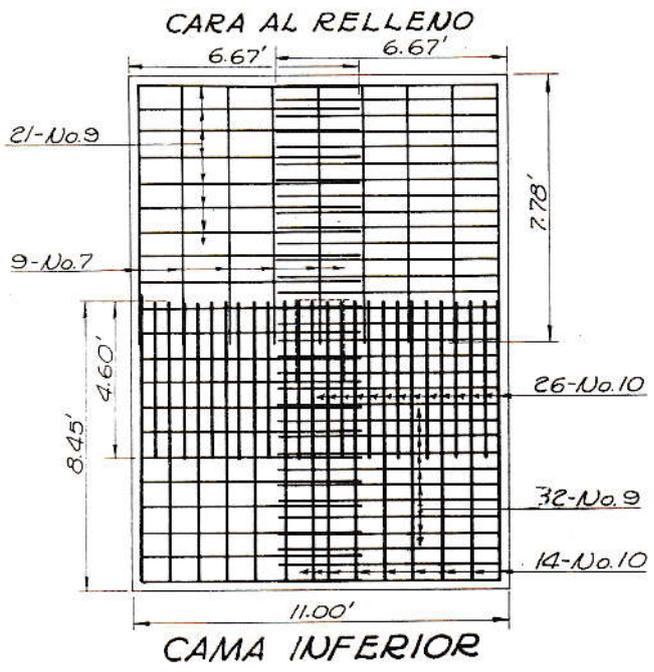
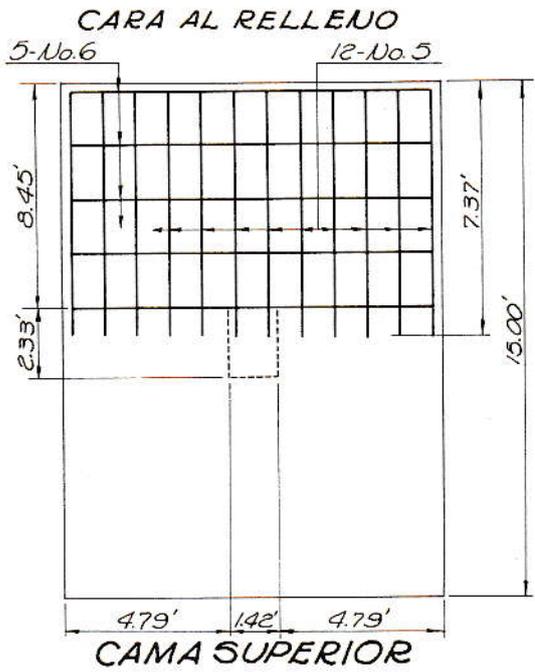


Fig. 2.39 REFUERZO DEL CIMENTO

El anclaje tiene como función resistir la tensión  $T_1$  del tirante lateral que en nuestro caso, por ser iguales los ángulos  $\theta$  y  $\theta_1$  (Figuras 2.2 y 2.3), la tensión  $T_1$  es igual a la tensión máxima del cable. La tensión será resistida de la siguiente manera: la componente vertical de la tensión será anulada por el peso del anclaje y la componente horizontal será resistida por el empuje del suelo (presión pasiva) y por la fricción anclaje-suelo.

Se diseñarán de concreto y se empleará la teoría de Rankine para el cálculo del empuje del suelo.

### 2.8.1 Diseño del Anclaje para $L = 40$ metros.

Forma y dimensiones asumidas: (Figura 2.40).

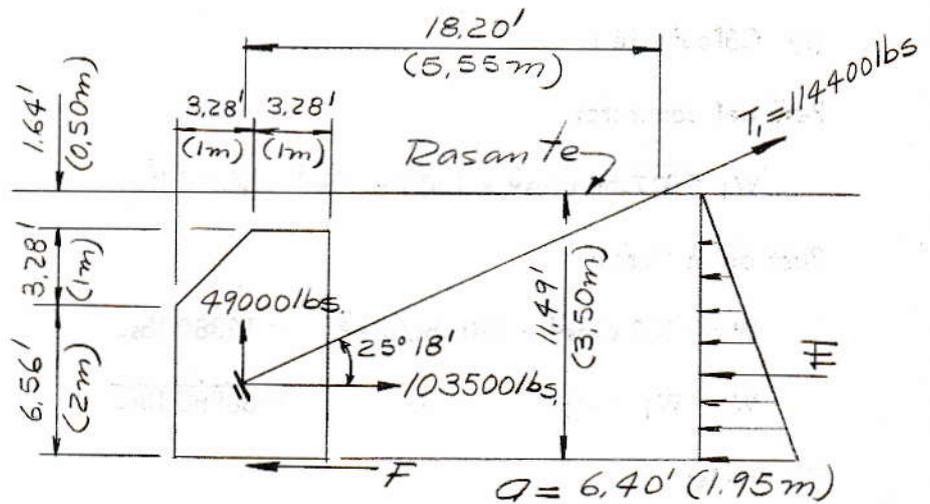


Figura 2.40

## (1) Cálculo de E

El empuje será la presión pasiva del suelo y la calcularemos por medio de la siguiente fórmula, que corresponde a la teoría de Rankine.

$$E = 1/2 w h^2 \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi} \times a$$

Donde:  $w = 120 \text{ lbs/pie}^3$  (peso unitario del suelo);  $h = 11.49$  pies;  $\phi = 30^\circ$  (ángulo de rozamiento del suelo);  $a = 6.40$  pies (ancho del anclaje). Substituyendo los valores anteriores, se obtuvo el siguiente resultado:

$$E = 152000 \text{ lbs.}$$

## (2) Cálculo de F

Peso del concreto:

$$W_1 = 377.50 \text{ pies}^3 \times 150 \text{ lbs/pie}^3 = 56600 \text{ lbs.}$$

Peso de la tierra:

$$W_2 = 103 \text{ pies}^3 \times 120 \text{ lbs/pie}^3 = 12380 \text{ lbs.}$$

$$W = W_1 + W_2 = \underline{68980 \text{ lbs.}}$$

De donde:

$$F = u (W - 49000) = 0.5 (68980 - 49000)$$

$$= 8990 \text{ lbs.}$$

(3) Chequeo por deslizamiento

$$\frac{E + F}{103500} \geq 1.50$$

Substituyendo valores:

$$\frac{152000 + 8890}{103500} = 1.55$$

Como se puede apreciar, la relación está dentro del límite establecido, por lo que las dimensiones asumidas están correctas.

2.8.2 Diseño del Anclaje para  $L = 60$  metros

Forma y dimensiones asumidas: (Figura 2.41).

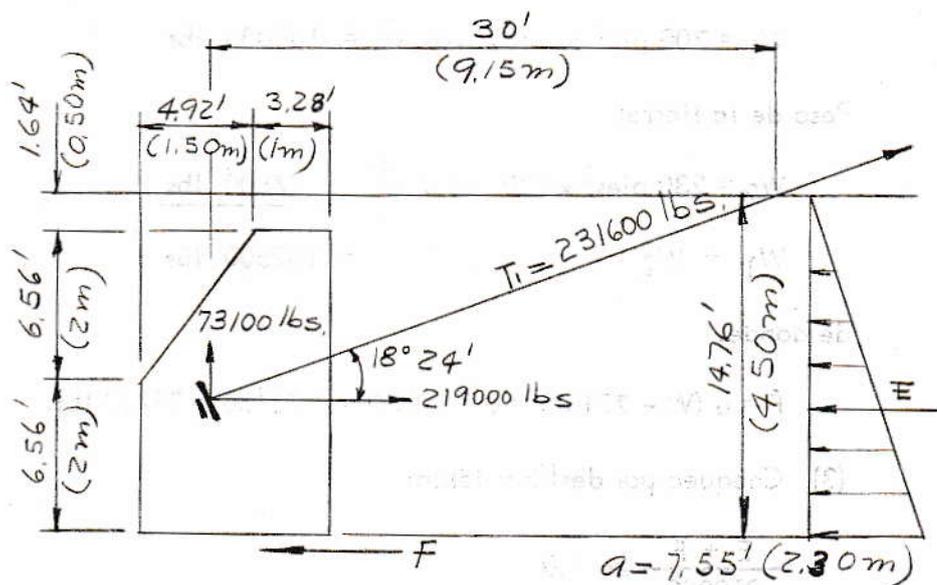


Figura 2.41

## (1) Cálculo de E

$$E = 1/2 wh^2 \frac{1 + \text{Sen } \emptyset}{1 - \text{Sen } \emptyset} \alpha$$

donde:  $w = 120 \text{ lbs/pie}^3$ ;  $h = 14.76 \text{ pies}$ ;  $\emptyset = 30^\circ$ ;  
 $\alpha = 7.55 \text{ pies}$ . Substituyendo los valores  
 anteriores se obtuvo el siguiente resulta-  
 do

$$E = 295000 \text{ lbs.}$$

## (2) Cálculo de F

Peso del concreto:

$$W_1 = 700 \text{ pie}^3 \times 150 \text{ lbs/pie}^3 = 105000 \text{ lbs}$$

Peso de la tierra:

$$W_2 = 230 \text{ pies}^3 \times 120 \text{ lbs/pie}^3 = \underline{27600 \text{ lbs}}$$

$$W_1 + W_2 = 132600 \text{ lbs}$$

de donde:

$$F = u (W - 73100) = 0.5 (132600 - 73100) = 29750 \text{ lbs.}$$

## (3) Chequeo por deslizamiento:

$$\frac{E + F}{219000} \geq 1.5$$

Substituyendo valores:

$$\frac{295000 + 29750}{219000} = 1.49 \cong 1.50$$

Como se puede apreciar, la relación está dentro del límite establecido, por lo que las dimensiones asumidas están correctas.

sólo de madera, puesto que su montaje y remoción cuando se han deteriorado, no representa mayor problema, y además la tendencia debe ser, lógicamente, emplear la mayor cantidad de elementos de madera, por ser este un material nacional y fácil de obtener en cualquier región del país.

### (3) Superficie de rodadura

La superficie de rodadura de un puente colgante puede ser de concreto reforzado, de rejilla metálica con o sin concreto, y de madera (de tablonces transversales). La primera alternativa no es posible usarla en el tipo de puente colgante considerado en este trabajo, por ser superficie de rodadura rígida, para puentes con sistema de rigidez. La última alternativa posee más flexibilidad, por lo que es la más conveniente y recomendable para puentes colgantes flexibles, en los cuales la superficie de rodadura está sometida a continuos cambios de pendientes, debidos a la deformación del cable bajo carga viga.

### (4) Barandal

Este puede ser de acero o de madera. El barandal se diseña para seguridad de los peatones que ocasionalmente transitan por el puente y no para vehículos; es necesario que todas sus juntas sean articuladas, para que pueda absorber todos los movimientos del piso, sin ningún esfuerzo.

#### 3.1.2 Péndolas

Las péndolas pueden consistir de cables de alambre, de barillas de acero y de barras o perfiles torsionados.

De las tres alternativas, la segunda es la más factible de conseguir en plaza.

## CAPITULO III

## PROCESO DE CONSTRUCCION

Antes de describir el proceso de construcción de los puentes colgantes considerados en este trabajo, se hará un breve resumen de los materiales que pueden emplearse en cada una de las partes de los puentes.

Es nuestra intención, aunque en forma sencilla, establecer una guía de los materiales a que se puede recurrir para la construcción de este tipo de puentes, asimismo, de su montaje.

### 3.1 Materiales que pueden usarse en cada una de las Partes del Puente.

#### 3.1.1. Sistema de Piso

##### (1) Vigas transversales

Estas pueden ser de acero estructural o de madera, aunque, es conveniente que sean solo de acero estructural y así se evitan por mucho tiempo, las dificultades que ocasionaría el cambio de una de estas vigas, ya que entre todos los elementos del sistema de piso, las vigas transversales son las más difíciles de cambiar cuando se han deteriorado. Además, las vigas transversales de acero son mucho más livianas que las de madera, por lo que su montaje durante la construcción se facilita más.

##### (2) Vigas longitudinales

Estas pueden ser de acero estructural o de madera, y al contrario de las anteriores, es más recomendable que sean

Las péndolas se colocan verticalmente, y van unidas al cable y a las vigas transversales en su parte superior e inferior, respectivamente. Debido a la naturaleza de los puentes, estarán sometidas a cambios de inclinación, tanto longitudinales como transversales, por lo que las uniones deben ser articuladas con el objeto de anular los esfuerzos flexionantes que ocasionarían estos movimientos.

Considerándose únicamente el uso de barillas de acero, puesto que, como se dijo anteriormente, son las más factibles de conseguir en plaza; el tipo más simple de conexiones se describen a continuación.

#### (1) Conexión superior.

El viento u otras fuerzas causan pequeñas rotaciones en las conexiones superiores, alrededor del cable. Como el cable rota libremente alrededor de su eje, estos movimientos pueden despreciarse.

Como un resultado de la carga viva, las péndolas, especialmente las pequeñas que están colocadas a media luz del puente, oscilarán longitudinalmente. Este movimiento ha sido previsto por el simple perno mostrado en la figura 3. 1. Este perno funciona satisfactoriamente, con posible excepción en las péndolas del centro de la luz. En este caso un perno de mayor diámetro debe ser colocado en vez del que ordinariamente se necesita para el valor soporte, y el uso de una chumacera de hierro colado reduciría la fricción.

Con el objeto de no deteriorar el cable, los bordes de las planchas superiores de la conexión, deben ser redondeados a la entrada y a la salida, sin embargo no debe ser técnicamente difícil darle a dichas planchas la forma del cable, y así obtener un mejor acoplamiento.

Aunque un gran número de lañas en forma de U son usadas, estas conexiones, cerca de las torres, tienen una gran tendencia a deslizarse sobre el cable. Como un empeño para evitar esto es conveniente soldar algunas vueltas de alambre galvanizado al cable, para crear una mayor fricción entre las lañas y el cable.

En la rosca de las lañas debe quedar cierto margen para poder apretar las tuercas posteriormente, al haber un aflojamiento debido a cualquier circunstancia.

## (2) Conexión inferior

Todas las péndolas, a excepción de las pequeñas, como la No. 1, 2 y 3, contando desde el punto medio de la luz, pueden ser conectadas satisfactoriamente de la manera indicada en la figura 3.2.

Las péndolas enumeradas anteriormente, no es conveniente que se conecten según la figura 3.2, porque este tipo de conexión se deteriora en muy poco tiempo, como consecuencia de la fuerte oscilación a que están sometidas estas péndolas. Por lo que es recomendable usar un tipo de conexión similar al de la parte superior, con un perno grande y una chumacera de hierro fundido para evitar el desgaste por fricción; esta conexión puede observarse en la figura 3.3.

Todas las piezas que integran las conexiones son de acero fundido. Como se puede observar en las figuras anteriores, las péndolas van roscadas a los tensores que forman parte de cada una de las uniones, esto es con el objeto de facilitar los ajustes necesarios en la longitud de las mismas durante la construcción.

### 3.1.3 Sistema de Suspensión.

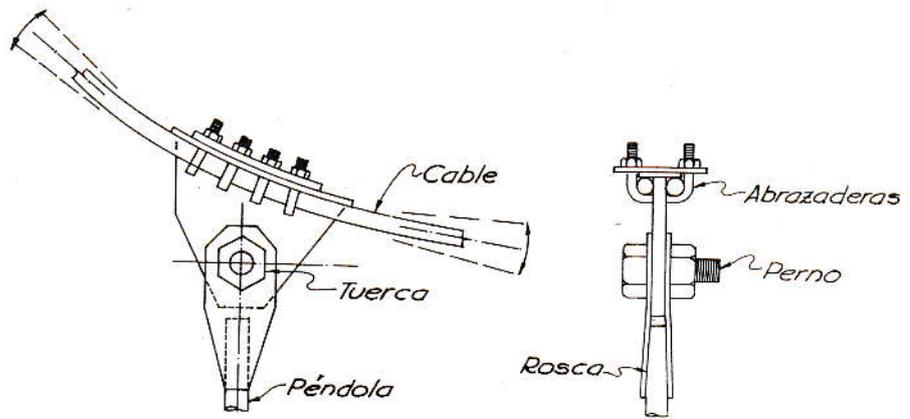


Fig 3.1 CONECCIÓN SUPERIOR

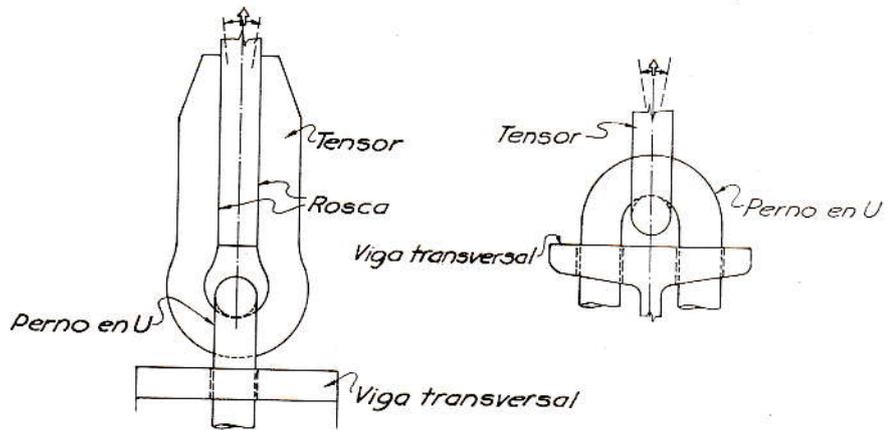


Fig.3.2 CONECCIÓN INFERIOR

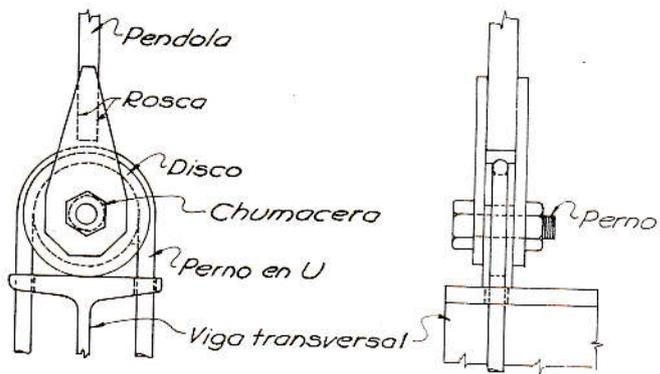


Fig 3.3 CONECCIÓN INFERIOR

En general, el sistema de suspensión de un puente colgante puede ser de: cadenas de eslabones forjados, cadenas de barras de ojo o de argolla y de cables de alambre. El material de las tres alternativas es el acero.

El sistema de cadenas de eslabones forjados fue el que se empleó en los primeros puentes colgantes que se construyeron, habiéndose descartado su uso.

El sistema de cadenas de barras de ojo o de argolla, se generalizó mucho más que el anterior; actualmente, debido al desarrollo que han tenido los cables de alambre, es un sistema que prácticamente se ha descartado. Este tiene una serie de desventajas, que son: los esfuerzos de trabajo son muy bajos, comparados con los de los cables de alambre, estando en una relación de 1 a 2; altos esfuerzos secundarios en las barras; desigualdad de esfuerzos en las barras; dificultad de inspección y mantenimiento; esta alternativa es dos o dos veces y media más pesada que la de cables de alambre y por consecuencia, sus precios unitarios, incluyendo transporte y montaje, son más elevados. La principal ventaja de este sistema es: cuando se diseña a igual costo con la alternativa de cable de alambre, la más pesada es preferible porque proporciona mayor rigidez a la estructura.

Los cables de alambre han evolucionado en todos los aspectos, teniendo grandes ventajas sobre los otros sistemas, por lo que prácticamente los ha descartado.

Los principales argumentos en favor de la construcción con cables, son los siguientes: el cable metálico se auto-soporta durante la erección; la tensión en el cable es uniforme; con la protección de envoltura sustituida por el uso de cable galvanizado, ha demostrado seguridad contra alguna

posibilidad de corrosión; tiene una larga duración y una alta reserva de capacidad cuando la carga de diseño es grandemente excedida; sus esfuerzos de trabajo son más altos que las otras alternativas; y su transporte y montaje es mucho más fácil.

Para puentes colgantes se fabrica cable especial de alambres de acero galvanizado. El hecho de fabricarlo galvanizado es con el objeto de proporcionarle protección contra el deterioro ocasionado por los agentes atmosféricos.

Este tipo de cables de alambre puede ser subdividido en un número de grupos de acuerdo con el método de acomodo de los alambres.

En general, dos son las formas básicas de acomodar los alambres que forman el cable:

(1) Cable de alambres paralelos.

Este tipo de cable fue usado durante muchos años en puentes colgantes grandes y pequeños. Consiste en un gran número de alambres, los cuales son colocados, en el lugar de la obra, paralelamente uno con respecto a otro, a todo lo largo del cable.

Tiene la ventaja de tener una máxima uniformidad de esfuerzos en todos los alambres, y la más fácil y segura conexión al anclaje.

La única desventaja de este tipo de cable es que se consumen algunas semanas o meses en su erección, por lo que es recomendable su uso, únicamente para puentes monumentales o de luces grandes, no así para los puentes de luces cortas, ya que la erección de este tipo de cable resulta demasiado costosa, colocándolos en desventaja económica con otros tipos de puentes.

## (2) Cable de alambres torsionados o retorcidos.

Este tipo de cable consiste de 7 cordones prefabricados, y cada uno de ellos contiene 7, 19, 37 ó 61 alambres. Los alambres están espiralados o retorcidos dentro de los cordones en la dirección opuesta en que los cordones están espiralados dentro del cable, siendo el ángulo espiral alrededor de los 180.

En un principio el uso de este tipo de cable estaba limitado debido a que no se podían predecir las propiedades elásticas de los cordones, sino que hasta un tiempo después de estar en servicio el puente. En 1928, Roebling desarrolló el procedimiento conocido como "pretensado", con el cual las propiedades elásticas de los cordones prefabricados quedaron establecidos definitivamente. Este procedimiento consiste en someter el miembro a una tensión superior a la tensión de trabajo y observar su comportamiento elástico para poder determinar sus propiedades.

El coeficiente de elasticidad (E) de un cable de alambres retorcidos, compuesto de 7 o más cordones prefabricados, es el 85% de E para un cordón simple, o alrededor de  $20 \times 10^6$  libras por pulgada cuadrada.

Para puentes de luces cortas, el uso de cables de alambre retorcido es el más conveniente y recomendable.

### 3.1.4. Torres.

Las torres pueden considerarse formadas de dos partes: la subestructura o estribo y la torre propiamente dicha, que es lo que sobresale a partir de la rodadura del puente, la cual soporta a los cables o cualquier otro sistema de suspensión. La subestructura no tiene ninguna diferencia especial con los estribos de un puente de otro tipo. Las torres se di-

señan de manera que quede un claro vertical suficiente para el paso de vehículos grandes. En el caso que nos ocupa, la forma clásica de las torres es la de un marco rígido de dos niveles, en la cual, las columnas son las que soportan el sistema de suspensión del puente.

Las torres son construidas generalmente de acero estructural, también de mampostería, de concreto reforzado y ocasionalmente de madera.

Para puentes de luces cortas, como los considerados en este trabajo, la solución más económica es la construcción de torres de concreto reforzado. Este es un material duradero, que no necesita mantenimiento y en nuestro país, los elementos que los constituyen son de fácil obtención.

En la parte superior de las torres, exactamente sobre cada una de sus columnas, deben colocarse monturas para el paso de los cables; éstas deben estar colocadas de manera tal que la carga vertical que trasmite el cable a las columnas, sea axial. Las monturas son fabricadas de acero fundido.

En general, dos son los tipos de monturas que se emplean: fijas y móviles. Cuando se usan monturas fijas, en el diseño de las torres debe considerarse la variación de la tensión horizontal del cable, la cual es transmitida por éste a las columnas de las torres, bajo condiciones especiales de carga, en nuestro caso bajo carga asimétrica. Si las monturas son móviles, provocan cierta excentricidad en la carga vertical, bajo condiciones especiales de carga, la cual también debe tomarse en cuenta en el diseño de las torres.

La solución mas simple pero la menos satisfactoria, usada en puentes de luces cortas, consiste en emplear monturas fijas, en las cuales se permite el deslizamiento del cable.

En los puentes colgantes flexibles, el ángulo que forma el cable con las torres tendrá cierta variación debido a las deformaciones del cable, bajo condiciones especiales de carga, por lo que las monturas deben estar diseñadas de manera que puedan seguir el movimiento vertical, hacia arriba y hacia abajo, del cable, ocasionado por la variación del ángulo.

Es recomendable que la sección transversal de las monturas sea similar a la sección del cable, es decir, que tenga acanaladuras en las cuales se acomode el cable o cables, según el caso.

Usando monturas móviles se elimina, aunque no totalmente, la acción de la variación de la tensión horizontal del cable sobre las torres. Esta solución es la más satisfactoria, pero tiene ciertas desventajas que son: incrementa las complicaciones de la erección del puente, es de difícil mantenimiento y provoca excentricidad en la carga vertical que transmite el cable a las columnas de las torres.

Es nuestro propósito, recomendar las soluciones más simples para la construcción de los puentes colgantes considerados en este trabajo, debido a que aquí en Guatemala no se cuenta con personal especializado en este tipo de construcción, por lo que se recomienda el uso de monturas fijas. En general, el uso de este tipo de monturas, es una solución simple y satisfactoria.

### 3.1.5 Anclajes.

La seguridad de un puente colgante depende de la firmeza de los anclajes, consecuentemente, en cualquier diseño nuevo, los anclajes deben recibir un estudio completo y su construcción debe ser cuidadosamente supervisada; y, después de contruidos, las condiciones de los anclajes deben

recibir una constante atención. Accesibilidad para inspección y mantenimiento deben ser considerados en el diseño.

Los anclajes deben ser diseñados para resistir la tensión de los tirantes laterales del puente.

Tres son las fuerzas que actúan sobre un anclaje: la tensión del cable, el empuje del suelo contra el anclaje y su peso. La tensión del cable es resistida de la siguiente manera: su componente vertical es anulada por el peso del anclaje y su componente horizontal es anulada por el empuje del suelo y por la fricción del anclaje con el suelo que le sirve de cimentación; ésta última es una consecuencia del peso del anclaje.

Los anclajes pueden ser construidos de mampostería, de concreto ciclópeo y de concreto reforzado. En muy raras ocasiones es posible anclar el cable en roca natural; ésta debe ser sólida y pertenecer a un banco grande y profundo.

Un anclaje de concreto reforzado requiere un diseño especial y su construcción es más laboriosa que la de los otros tipos de anclajes; puede tener la forma de un cajón, al cual se le introducen piedras con el objeto de proporcionarle peso. El diseño y construcción de anclajes masivos de mampostería o de concreto ciclópeo es relativamente fácil y así mismo, estos materiales son de fácil obtención en nuestro medio; siendo así, estas son las soluciones que mejor se adaptan al tipo de puentes considerados en este trabajo.

Cuando el anclaje pueda ser empotrado en roca sólida, un gran volumen de concreto o de mampostería de anclaje es economizada. La cimentación del anclaje en roca, puede ser gradeada o con taludes para aumentar la resistencia al deslizamiento. Cuando no se puede obtener una cimentación en roca y la tensión del cable es muy grande, pilotes

pueden ser usados para proveer soporte y resistencia al anclaje.

Para anclajes con cimentación en roca, se puede obtener una seguridad adicional contra el deslizamiento y desprendimiento, si el caso lo requiere, usando cilindros de acero incrustados en la roca, para que sirvan como barras de trabazón. En cimentaciones arcillosas pueden ser usados, similarmente, pilotes inclinados.

Uno de los sistemas de conectar el cable al anclaje se describirá a continuación, este sistema fue observado en el puente colgante "Orellana", localizado en la población "El Rancho", departamento "El Progreso".

El sistema en cuestión consiste en que el cable está conectado a dos barras de acero (Figura 3.5), transmitiéndoles la tensión, estas a su vez están conectadas a una placa de acero fundido, llamada zapata de anclaje, la cual transmite la tensión al anclaje (Figura 3.4). Las barras deben tener libertad de movimiento dentro del anclaje, para evitar los esfuerzos flexionantes como consecuencia del movimiento del cable.

Al construir el anclaje, la zapata de anclaje y las barras necesarias, dos por cable, deben ser colocadas, de manera que las últimas sobresalgan, para que posteriormente se conecte el cable o cables, según el caso.

Las barras, en el extremo que sobresale, deben tener una rosca de longitud considerable.

En la figura 3.4 se muestra un corte del anclaje, en el cual se puede apreciar la zapata y las barras de anclaje.

Para conectar el cable a las barras, se debe fundir al-

extremo de éste una pieza cilíndrica de acero, la cual debe estar provista de un agujero a cada lado; el diámetro de estos agujeros debe ser ligeramente mayor que el diámetro de las barras de anclaje (Figura 3.5), ya que éstas no van ros-cadas, sino únicamente pasan a través de la pieza cilíndrica.

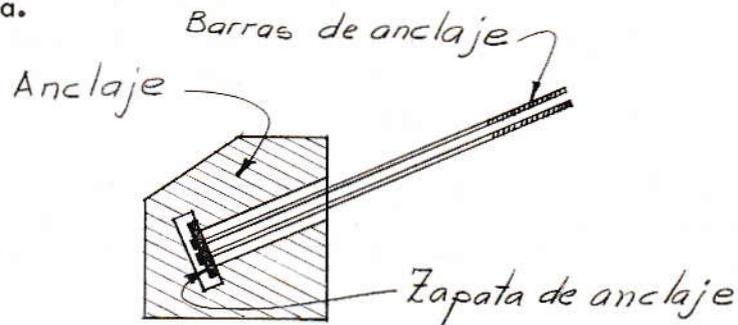


Figura 3.4

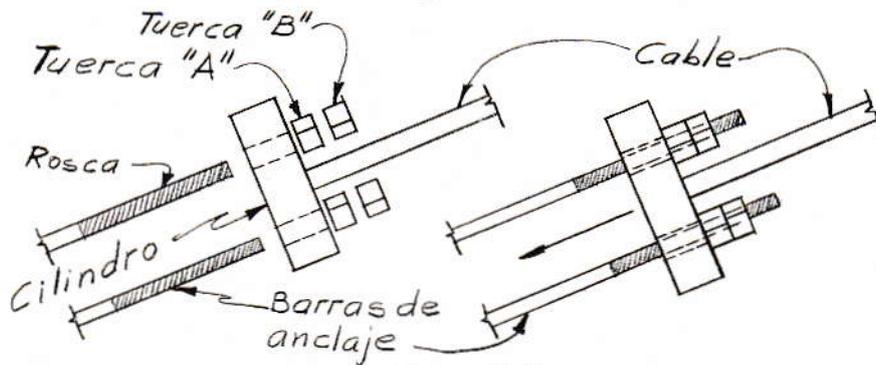


Figura 3.5

### 3.2 Proceso de Construcción de un Puente Colgante

La construcción de puentes colgantes es relativamente simple, y está libre de peligros, comparándola con la construcción de otros tipos de puentes de igual luz.

El orden normal de construcción de un puente colgante es: subestructura, torres y anclajes, cable, péndolas, arma-

dura de rigidez y sistema de piso, rodadura, y protección del cable.

En algunos casos específicamente como el que nos ocupa, la armadura de rigidez no aparece dentro del proceso de construcción puesto que, al ser puentes flexibles carecen de ella. Asimismo, la protección del cable se ha eliminado - del proceso de construcción de los puentes con o sin rigidez; esta protección consiste en una envoltura de alambre delgado que se coloca alrededor del cable con el objeto de protegerlo de la intemperie, pero desde que se ideó el cable galvanizado, ésta ya no es necesaria.

Los cables son los únicos miembros que necesitan un conocimiento especial para su montaje. Los otros elementos del puente, en su mayor parte, son montados de acuerdo con los métodos usuales que corresponden a elementos de otras estructuras.

### 3.2.1. Erección de las torres.

Cuando las torres son de acero estructural, se colocan sobre una fundación que generalmente es de mampostería, a la que se le llama subestructura del puente. Naturalmente que, para poder montar las torres la subestructura debe estar construida, y es por ello que, al describir el proceso normal de construcción se hace una separación entre subestructura y torres.

Cuando las torres se construyen de concreto reforzado o de mampostería, la subestructura y la torre propiamente dicha forman una sola unidad, en las cuales se distingue como subestructura la parte no visible, o sea, de la superficie de rodadura hacia abajo.

Al hablar de la construcción de las torres nos referire-

mos a torres de concreto reforzado, puesto que como se dijo anteriormente, esta es la solución más conveniente y recomendable.

La construcción de las torres puede hacerse simultáneamente con la construcción de los anclajes, ya que ambos elementos son completamente independientes.

El proceso de construcción de una torre es exactamente el mismo que se sigue para la construcción de un estribo de cualquier otro tipo de puente, así: localización exacta de la torre de acuerdo con los planos generales, excavación estructural, fundición de los cimientos, fundición de las columnas y de las vigas, colocación de los apoyos de las vigas longitudinales del sistema de piso en la viga inferior de la torre, colocación de las monturas de los cables en la parte superior de la torre, y relleno estructural.

La construcción de las torres se debe regir por las Especificaciones para la Construcción de Puentes y Carreteras de la Dirección General de Caminos.

Se debe tener especial cuidado en la colocación de las monturas de los cables, las cuales deben quedar bien fijas y perfectamente centradas sobre las columnas, con el objeto de que la carga vertical que transmitan, sea axial.

En la figura 3.6 se muestra una montura fija con dos acanaladuras, la cual puede ser empleada satisfactoriamente en los puentes colgantes flexibles. Debe tenerse en cuenta que el cable o cables, deben tener libertad de deslizamiento sobre las monturas y si se colocan abrasaderas es únicamente con el objeto de evitar que el cable se salga de su respectiva acanaladura, como consecuencia de los continuos movimientos a que estará sometido.

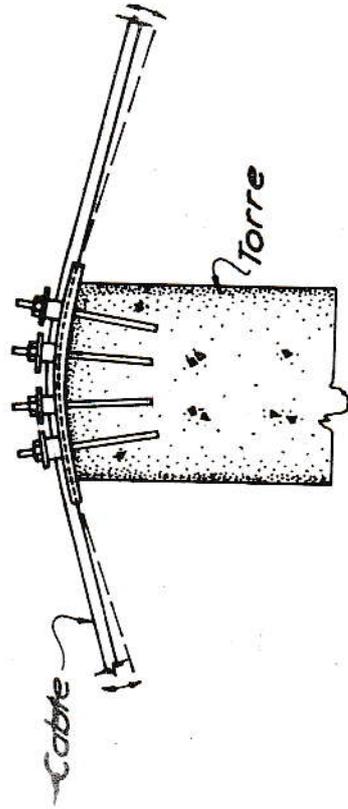
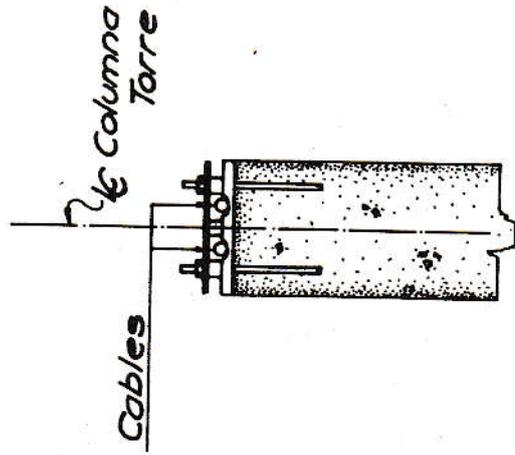


Fig. 3.6 MONTURA FIJA

## BIBLIOGRAFÍA

- 1o. D. B. Steinman. "A Practical Treatise on Suspension Bridges". John Wiley & Sons, Inc. Segunda Edición, 1949.
- 2o. Technical Bulletin No. 11, Oregon State Highway Department "An Economic Analysis of Short-span Suspension Bridges for Modern Highway Ladings". Junio, 1938.
- 3o. Sir Alfred Pugsley. "The Theory of Suspension Bridges" Edward Arnold (Publishers), Ltd. Primera Edición, 1957.
- 4o. Sven Olof Asplund. "Short Flexible Suspension Bridges for Heavy Trucks". Journal of the Structural Division. Abril, 1959. AISC.
- 5o. Carlos E. Tobías. "La Selección Preliminar de Puentes para las Carreteras de Guatemala". Tesis. Guatemala, julio, 1963.
- 6o. American Association of State Highway Officials. "Standard Especifications for Highway Bridges". Novena Edición, 1965.
- 7o. American Concrete Institute. "Building Code Requeriments for Reinforced Concrete, ACI 318-63". Junio, 1963.
- 8o. American Concrete Institute. "Reinforced Concrete Design Handbook", Working Stress Method. Tercera Edición, 1965.

- 9o. American Institute of Steel Construction, Inc. "Manual of Steel Construction". Sexta Edición, 1966.
- 10o. American Steel & Wire. "Wire Rope Engineering Handbook". The American Steel and Wire Company of New Jersey, 1946.
- 11o. John A. Roebling's Sons Corporation. "Suspension Bridge Technical Data", 1959.
- 12o. Norris and Wilbur. "Elementary Structural Analysis". Mc Graw-Hill Book Co. Segunda Edición, 1960.
- 13o. Dr. Ing. G. Kani. "Cálculo de Pórticos de Varios Pisos". Editorial Reverté, S. A. 1958.
- 14o. Scofield and O'Brien. "Modern Timber Engineering". Southern Pine Association, Quinta Edición.
- 15o. Morris J. Solomon y Osman Edin. "Análisis de Proyectos". Unión Panamericana, Segunda Edición, de 1965.