

29  
52



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**"ANALISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO TIPO NAVE  
INDUSTRIAL, PARA UNA ACERIA CON  
GRUA VIAJERA"**

**TESIS PROFESIONAL  
QUE PRESENTA:  
JULIO CESAR FLORES DELGADO  
PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL**

**DIRECTOR DE TESIS:  
ING. JOSE LUIS ESQUIVEL AVILA**

**MEXICO, D. F.**

**1989**

**FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

TEMARIO

CAP.	DESCRIPCION.	PAGS.
1	INTRODUCCION.	1-5
1.1	Descripción del Proyecto.	5-12
1.2	Normas y Reglamentos.	13
2.	ESTRUCTURACION.	14
2.1	Estructuración General.	14-19
2.2	Estructuración Principal.	20
2.2.1	Cubierta.	20-21
2.2.2	Elementos de Soporte de la Cubierta.	21-25
2.2.3	Marco Semirígido.	26
2.2.3.1	Armadura de Techo.	26-32
2.2.3.2	Columnas de Soporte.	32-38
2.2.4	Sistema de Grúa (Trabe Grúa y Trabe Carril)	39-45
2.3	Estructuración Secundaria.	46
2.3.1	Diagonales y Contraventeos.	46-56
2.3.2	Puntales.	57-58
2.3.3	Contraflameos.	59
2.3.4	Riostras Angulares.	60
2.3.5	Muros Interiores y Exteriores.	61
2.3.6	Accesorios.	61
3	SOLICITACIONES.	62
3.1	Cargas Gravitacionales.	62
3.1.1	Cargas Muertas.	62
3.1.2	Cargas Vivas.	62
3.1.2.1	En Techo.	62-63
3.1.2.2	En Piso.	63-65
3.1.2.3	Cargas de Grúa y Operación.	65-66
3.2	Cargas Accidentales.	67
3.2.1	Cargas Debidas a Viento.	67-73
3.2.2	Cargas Debidas a Sismo.	74-77
3.3	Combinación de Cargas.	77-80

4	ANÁLISIS.	81
4.1	Análisis de Cubierta.	82-133
4.2	Análisis de Trabe Carril.	134-145
4.3	Análisis de Marcos.	146
4.3.1	Transversales.	147-167
4.3.2	Longitudinales.	167-184
5	DISEÑO.	185
5.1	Diseño de la Cubierta.	186
5.1.1	Diseño de Largueros de Techo.	186-192
5.1.2	Diseño de Armadura de Techo.	193-199
5.1.2.1	Diseño de Apoyo de la Armadura de Techo. (Angulo de Asiento).	199-211
5.2	Diseño de Trabe Carril.	212-218
5.2.1	Diseño de Topes.	219-225
5.3	Diseño de Columnas.	226-246
5.3.1	Diseño de Placas Base y Anclas.	247-257
5.4	Diseño de Elementos Secundarios.	258-277
6	CIMENTACION.	278-279
6.1	Análisis y Diseño.	280-295
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	296-300

BIBLIOGRAFIA.

## CAPITULO I INTRODUCCION

Al través del tiempo, el ingeniero civil ha tratado de dar soluciones que resulten lo más eficientes en cuanto a comportamiento estructural, economía y rapidez al realizar cualquier tipo de obra que se requiera para satisfacer las necesidades de todos aquellos que dependan de ésta.

En la actualidad, debido a la crisis económica por la que atraviesa el país, en particular el ingeniero estructurista debe reforzar todavía más los conceptos mencionados anteriormente pero siempre tomando en cuenta que sea una construcción segura, resistente, que trabaje adecuadamente a las cargas de servicio y que sea estáticamente lo mejor presentable.

Sin duda alguna, una de las necesidades primordiales que requiere el individuo es el de la vivienda, por lo cual es necesario la construcción de un gran número de casas, edificios habitacionales, etc., pero también hay que pensar que en estos tiempos se necesita la construcción de todos aquellos edificios que sirvan para dar apoyo a la industria en todas sus ramas, creando así empleos y bienes de capital para el fortalecimiento económico del país.

Es por esto que el presente trabajo está enfocado a la construcción de edificios del tipo nave industrial, por ser una obra que por sus funciones la hacen primordial para crear materias primas de primera necesidad, para obtener un mayor capital debido a la fabricación de productos y, como consecuencia, una mejoría de vida a nivel social.

Los edificios de cualquier tipo se clasifican en tres grandes grupos, que son: edificios de un solo piso, de varios pisos y especiales.

Como se mencionó anteriormente, en el presente estudio se analizan los edificios industriales de un solo piso, los cuales tienen como función principal hacer algún proceso de manufactura o el almacenaje de algún producto. Estos edificios industriales eran llamados anteriormente edificios tipo fábrica ó nave-de taller, que se caracterizaban por utilizar marcos con armaduras para soporte de techo y que se apoyaban sobre columnas con grandes claros entre las mismas, alojamiento de equipo industrial y escasos muros interiores.

Estos edificios tipo fábrica son estructuras con conexiones de rigidez intermedia, conocidos como marcos semirígidos y que son aceptados en el caso en que se pueda demostrar el comportamiento de dichas conexiones (especificaciones A.I.S.C.).

Se fué descubriendo que la estructuración del edificio industrial tipo fábrica presentaba algunos problemas en cuanto al comportamiento de los marcos, ya que éstos no son completamente rígidos (debido a la conexión intermedia del mismo), por lo que se optó a realizar el estudio del marco tipo rígido, para que el marco tipo convencional pasara a hacer de estructuraciones hechas a base de marcos rígidos.

A continuación se mencionarán las principales ventajas y -desventajas del marco tipo fábrica ó nave de taller.

#### VENTAJAS:

- Economía en la construcción del techo.
- Las armaduras se pueden construir a un bajo costo, aunque requiere de varios perfiles estructurales (ángulos, placas, pernos ó tornillos, etc.).
- Puede requerir menor cantidad de acero de igual claro y altura, que el de un marco rígido.
- Es muy económico cuando los claros son muy grandes.
- Cuando los giros en las conexiones son predeterminados, en su análisis se puede aplicar cualquier método de estructuras es-

- que sólo requeriría de soldadura (aunque también puede ser de conexiones remachadas ó atornilladas; pero la soldadura presenta una mejor capacidad de resistencia y también es más fácil de aplicar para las conexiones de las mismas).
- La capacidad que ofrece una conexión rígida se ha estandarizado y verificado, lo que la hace que no esté sujeta a restricciones como el marco semirígido.
  - Es el tipo de marco más económico desde el punto de vista de su costo inicial y de mantenimiento; además de ser la solución más óptima a nivel de operación para procesos de manufactura.
  - Se presenta una mejor iluminación en el local.
  - Los elementos que constituyen el marco, se pueden conectar en el sitio de la obra.
  - Las columnas de estos marcos se pueden diseñar en su base como un apoyo articulado (giro libre) ó como si estuviera empotrado (restricción al giro).
  - Debido a sus conexiones rígidas, el momento en los nudos reduce el momento en los miembros transversales del marco, por lo que se obtienen elementos más ligeros y de menor peralte.
  - El análisis de este tipo de marco puede ser resuelto por los métodos de la teoría de la elasticidad y de la plasticidad.
  - La probabilidad de que se reduzca la altura de los muros es mayor.
  - Etc.

#### DESVENTAJAS:

- Puede requerir mayor cantidad de acero que el marco hecho a base de armadura y columnas.
- Las columnas son de mayor peso que las del marco semirígido.
- Presenta grandes deformaciones en sus elementos (columnas y trabes) ante las cargas de servicio.
- Etc.

Aunque se puede apreciar que la construcción de un edificio industrial de un solo nivel hecha a base de marcos rígidos-

presenta un mayor número de ventajas que el marco semirígido, - en éste caso se analizará como un marco hecho a base de armadura de techo y columnas de soporte, ya que en la mayoría de los casos el marco rígido se constituye por trabes y columnas formadas de tres placas soldadas en que se cuentan con grúas viajeras de capacidad pequeña, donde la acción sobre el marco permite que se construyan secciones con placas de espesores pequeños que son aceptados por el reglamento de construcciones del A.I.S.C.

Pero en nuestro caso (como se podrá ver en los siguientes capítulos) la capacidad de la grúa viajera es de tal magnitud que un análisis de un marco rígido (con secciones de tres placas soldadas) con la acción de la grúa sobre el mismo arroja resultados de espesores de placas muy grandes, que además de ser anticomerciales y antieconómicas, no son aceptadas por las normas de construcción del A.I.S.C.



## 1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Independientemente de que se construya un edificio industrial a base de marcos semirígidos, rígidos ó simples, se deberán tener en cuenta los siguientes puntos que son básicos para llevar a cabo una construcción de tal importancia.

En general, diremos que la función primordial que tiene un edificio industrial es el de llevar a cabo un proceso de manufactura de algún producto (no siendo necesario alguno en especial) ó el de dar alojamiento ó almacenamiento a materias primas ó algún otro producto.

Es conveniente que la ubicación que tenga este edificio industrial sea en un lugar amplio (ya que en general requiere de grandes áreas de extensión), de ser posible en los límites de la ciudad, fuera de la concentración de la urbe para el mejor aprovechamiento funcional de dicho edificio.

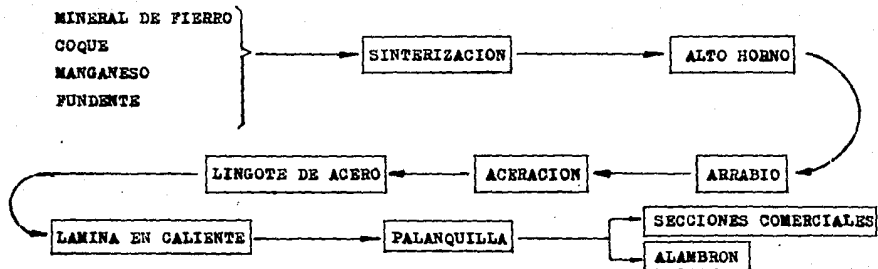
La elección de este sitio donde se construirá el edificio dependerá principalmente de los siguientes factores:

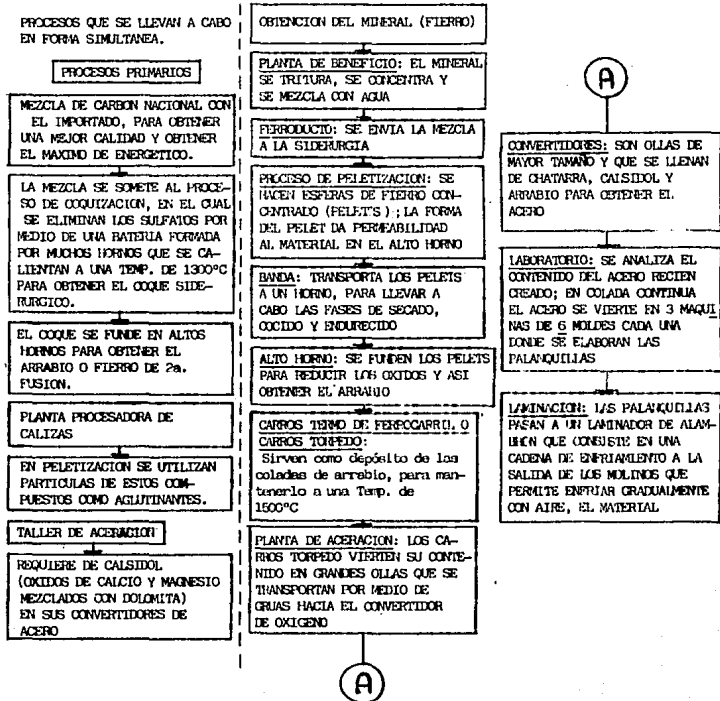
- Topografía del suelo.
- Ubicado en un lugar donde se tenga facilidad de acceso.
- Ampliación del lugar, para la prevención de modificaciones futuras, sin tener que afectar los arreglos existentes y así facilitar el mejoramiento de la producción del proceso de manufactura ó almacenamiento del producto. Esta ampliación prevista se tomará en cuenta a partir del área y volumen total establecido en el anteproyecto.
- Orientación adecuada para que tenga una buena iluminación local.

En este caso el edificio industrial en estudio es el que forma parte de todo un proceso tan completo como lo es el que se lleva a cabo para la obtención del acero.

Para tener una idea más clara de lo mencionado anteriormente, a continuación se muestra un diagrama de flujo de la obtención del acero, observando con detalle todos los procesos que intervienen en dicha obtención.

PROCESO DE FABRICACION DEL ACERO





Cabe aclarar que el diagrama de flujo anterior, no es una regla estricta que se debe llevar a cabo para la obtención del acero, pero en forma general, son los pasos a seguir para la obtención del mismo.

Diremos que, en una acería debemos tener los siguientes edificios industriales que son fundamentales para la fabricación del acero (además de otros edificios que son complementarios de los otros):

- Edificio industrial de chatarra,
- Edificio industrial de acería,
- Edificio industrial de descoquile,
- Edificio industrial de laminación,
- Etc.

El presente trabajo trata precisamente de un edificio industrial de descoquile o deslingotera, el cual tiene la función de extraer el lingote o palanquilla (que previamente se coló en el edificio industrial de acería) del molde donde se encuentran éstos, por medio de un martillo hidráulico que se encuentra alojado en la trabe grúa, para que posteriormente se traslade al edificio industrial de laminación y llevar a cabo la obtención de la forja o perfiles laminados en caliente.

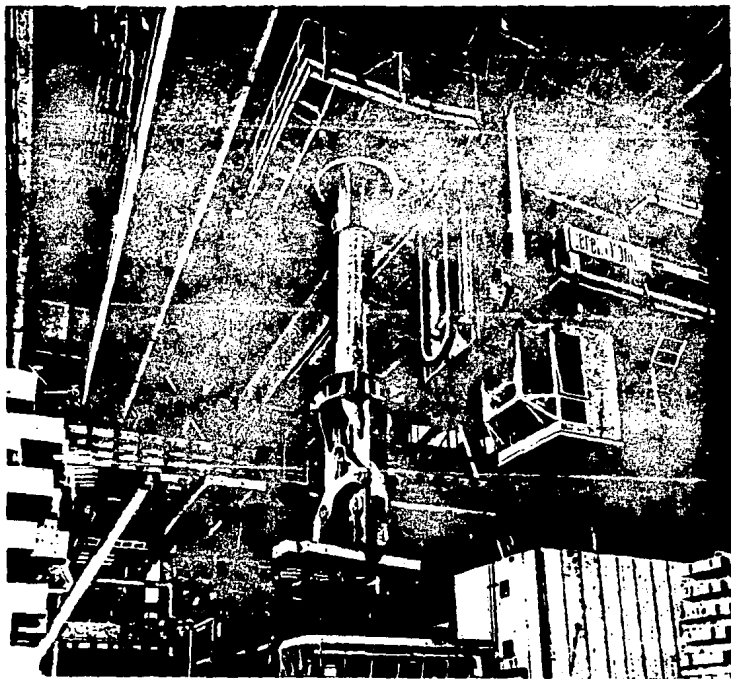
Para tener una idea más clara de este tipo de edificios industriales de descoquile, se muestra a continuación una vista donde se puede apreciar principalmente el martillo hidráulico para poder extraer y trasladar el lingote o palanquilla.

# CERETTI & TANFANI

GRU A PONTE A PINZA

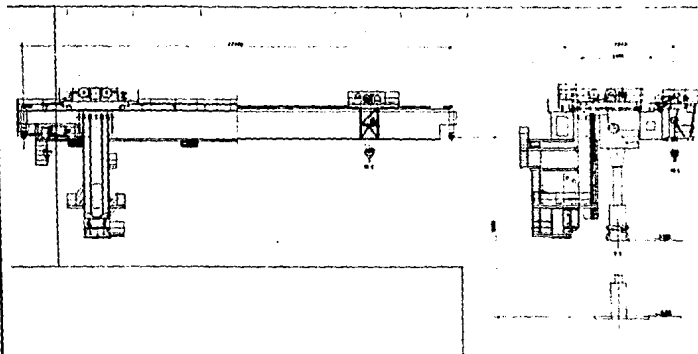
BILLETS HANDLING CRANE

PONT ROULANT AVEC PINCE



②

I.S.A. SpA - Brescia



Portata netta alla pinza: 7/10 tonn.

Scartamento: 32 m.

Carrello principale:

- portata della pinza: 7 tonn.

- velocità di sollevamento: 25 m/min.

- velocità di apertura e chiusura della pinza: 10 m/min.

- velocità di rotazione: 5 giri/min.

- velocità di traslazione del carrello: 50 m/min.

Carrello ausiliario

- portata: 10 tonn.

- velocità di sollevamento: 14 m/min.

- velocità di esercizio: 34 m/min.

Velocità di scorrimento del ponte: 180 m/min.

Capacity at the long: 7/10 t.

Span: 32 m.

Main trolley

- long capacity: 7 t.

- hoisting speed: 25 m/min.

- opening and closing speed of the long: 10 m/min.

- slewing speed: 5 r.p.m.

- trolley traversing speed: 50 m/min.

Auxiliary trolley

- capacity: 10 t.

- hoisting speed: 14 m/min.

- operation speed: 34 m/min.

Travelling speed of the bridge: 180 m/min.

Force de levage de la pinze : 7/10 t.

Ecartement : 32 m.

Chariot principal

- force de levage de la pinze : 7 t.

- vitesse de levage : 25 m/min.

- vitesse d'ouverture et de fermeture de la pinze : 10 m/min.

- vitesse de rotation : 5 t.p.m.

- vitesse de direction du chariot : 50 m/min.

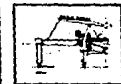
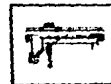
Chariot auxiliaire

- force de levage : 10 t.

- vitesse de levage : 14 m/min.

- vitesse de service : 34 m/min.

Vitesse de translation du pont : 180 m/min.



## 1.2 NORMAS Y REGLAMENTOS

Para poder llevar a cabo un estudio completo sobre todas las especificaciones que intervienen en la construcción de un edificio del tipo industrial, tenemos como base a las siguientes Normas y Reglamentos:

- 1.2.1 INSTITUTO AMERICANO DE LA CONSTRUCCION DEL ACERO (AISC)  
Edición No. 8
- 1.2.2 ASOCIACIÓN DE INGENIEROS DEL HIERRO Y EL ACERO (AISE)  
Reporte técnico No. 13  
10. Agosto de 1979, Pittsburgh, Pennsylvania, U.S.A.
- 1.2.3 REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIO PARA LAS ESTRUCTURAS.  
Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, No. 400  
Instituto de Ingeniería,  
U.N.A.M., 198
- 1.2.4 MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES  
Diseño por viento.  
Comisión Federal de Electricidad,  
México, 1981
- 1.2.5 MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES,  
Diseño por sismo.  
Comisión Federal de Electricidad,  
México, 1981
- 1.2.6 MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES,  
Geotecnia, Cimentaciones.  
Comisión Federal de Electricidad,  
México, 1981.



## CAPITULO 2 ESTRUCTURACION

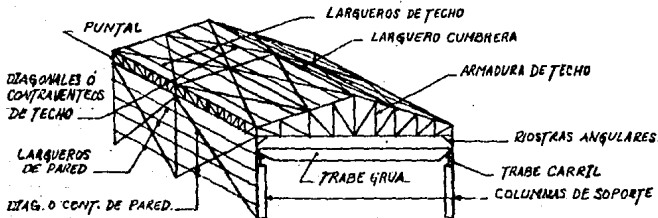
Ya que se ha determinado el lugar donde se llevará a cabo la construcción del edificio industrial, se procederá a determinar la estructuración con la que contará el mismo; para fines prácticos clasificaremos a la estructuración en: estructuración general, que a su vez se clasificará en estructura principal y estructura secundaria

### 2.1 ESTRUCTURACION GENERAL

La estructuración general del edificio industrial estará en función del arreglo general del proceso de producción que se lleva a cabo en el mismo, o sea, de la Ingeniería básica que va a desarrollarse en dicho proceso.

Como se había mencionado anteriormente, el marco formado por una armadura de techo apoyada sobre columnas de soporte, se lo conoce como marco semirígido, ya que consta de una rigidez intermedia en contraste con el marco rígido que está formado por conexiones continuas.

La estructuración general de un edificio tipo nave industrial de un solo nivel, que para nuestros fines estará formado por un conjunto de elementos que se muestran a continuación:



Esta estructuración funciona de la siguiente manera:

El material de techado que puede ser de madera, losa de concreto precolado, algún tipo de material corrugado, etc., se apoya en los largueros, los cuales transmiten las cargas de techo a la armadura de techo, como cargas concentradas.

La armadura de techo y la acción de la trabe grúa les transmiten las cargas a las columnas de soporte y éstas a la cimentación, que puede estar formada de zapatas.

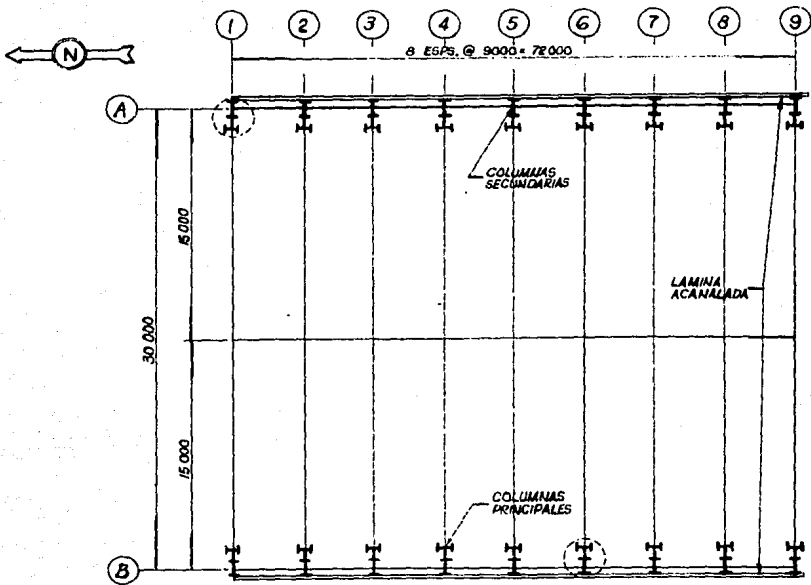
Aunque las fuerzas de viento generalmente afectan apreciablemente las dimensiones de los miembros del edificio industrial de un solo nivel, es importante la instalación de un buen sistema de arriostramiento perpendicular al plano del marco y así se obtienen muros que no son de carga.

A continuación se mencionan algunos puntos que son de importancia para tomarlos en cuenta antes de llevar a cabo la estructuración del edificio tipo nave industrial, formado a base de marcos semirígidos (además de que siempre se debe tomar en cuenta la ingeniería básica del proyecto):

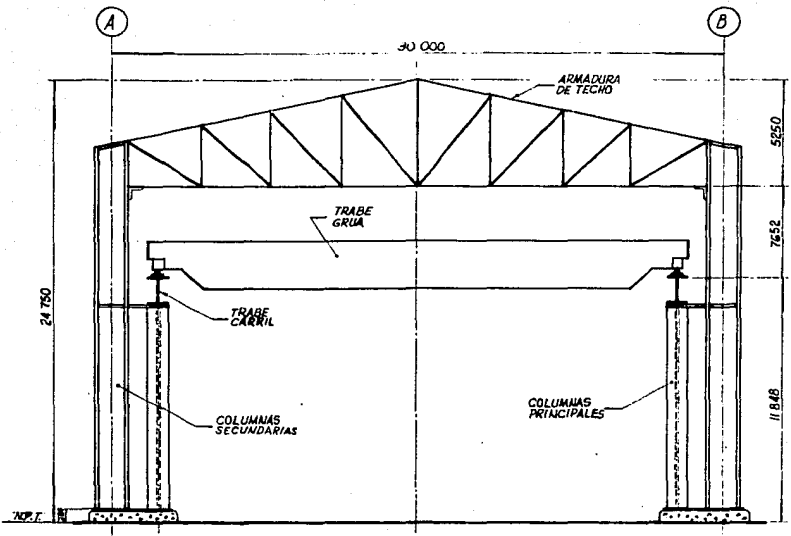
- Los ejes de las columnas se colocan de tal forma que dejen el suficiente espacio para el proceso de producción.
- Las naves de mayor ancho permiten además contar con más flexibilidad en las futuras modificaciones del arreglo de la planta.
- El arreglo de las columnas no sólo debe ser funcional, sino también estético.
- Si hay cargas pesadas del techo, los largueros de alma abierta se pueden sustituir con perfiles laminados.
- Ya definido el arreglo general de las armaduras de techo en los marcos, se puede definir la longitud del tablero de los mismos, así como la localización de los largueros. Por último se colocará el arriostramiento lateral.
- Las bases conectadas a la columna con pasadores se usan raramente, por lo general se utiliza una placa base con una sola línea de tornillos de anclaje local, en el eje neutro de la colum

- na, la cual se considera, por lo general, que actúa como una articulación.
- Para edificios de un solo nivel, se utiliza una losa de piso apoyada sobre el terreno natural; se colocan cimientos especiales cuando hay un equipo especial y ésto se hace con el fin de eliminar posibles vibraciones de la estructura, causadas por la maquinaria.
  - Para marcos pequeños es recomendable utilizar zapatas para resistir la reacción horizontal, ya que para claros mayores -- (18-24 mts.) puede ser usado un tirante entre las bases de las columnas o las zapatas. Este tirante por lo general se lo caliza por debajo de la losa de piso.
  - Las dimensiones de las cruñas individuales dentro de la estructura, se definen por el proceso de manufactura.

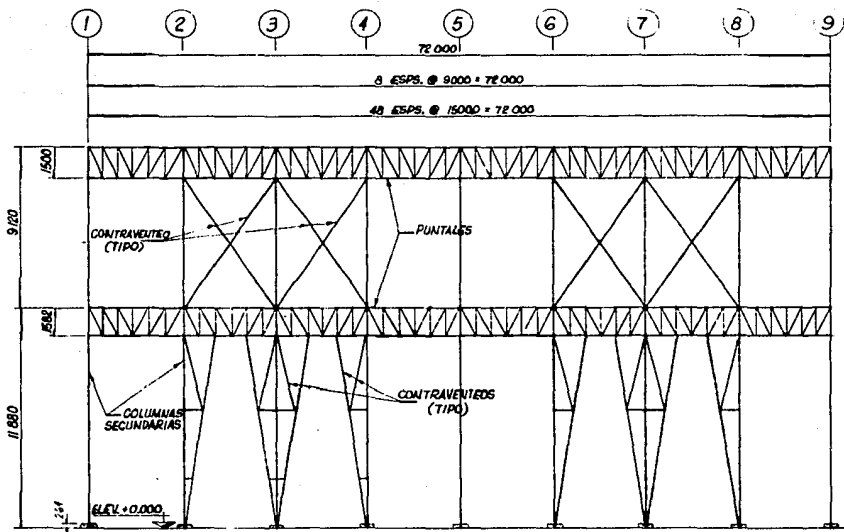
De acuerdo a la ingeniería básica y tomando en cuenta los conceptos anteriores, la estructuración general propuesta de este edificio industrial de descoquile de un solo piso, se muestra a continuación.



PLANTA DE COLUMNAS  
ACUP, PVI



ELEVACION MARGOS EJES ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ Y ⑨  
 A.09.111



ELEVACION MARCOS EJES (A) Y (B)  
ACCT 1991.

## 2.2 ESTRUCTURA PRINCIPAL

A continuación se mencionarán todos aquellos elementos que forman parte de la estructuración principal del edificio industrial en estudio.

- Cubierta, que comprende el techo y los elementos de soporte (largueros de techo).
- El marco semirígido, formado por la armadura de techo y las columnas de soporte.
- Trabe grúa y trabe carril.
- Puntales.
- Diagonales o contraventeos (tanto de cubierta como de pared).

### 2.2.1 CUBIERTA

El material de la cubierta depende de la pendiente que tenga el techo. Una clasificación general para la elección del tipo de material en función de la pendiente es la siguiente:

- Para pendientes menores de 7.2% es conveniente utilizar materiales con composición terminada en alquitrán ó asfalto y arcilla, ya que el alquitrán tenderá a ocurrir en los meses cálidos (a pesar de que hay un techo de alquitrán para techos con declive).
- Para pendientes grandes, del orden del 50%, es recomendable utilizar techos de pizarra.
- Para techos de asbesto-cemento se pide una pendiente mínima del 13%.

Podemos decir que, en general, pueden ser de material corrugado sobre largueros, cubiertas con alquitrán y grava, losa de concreto o materiales de varias composiciones.

Pero cualquiera que sea el material que se vaya a utilizar deberán diseñarse para resistir las fuerzas laterales, como son las causadas por el viento (tanto presión como succión) y el sismo, por lo que se suministrará un sistema de arriostamiento y se analizarán las fuerzas que actúan en el sentido transversal y longitudinal.

En nuestro caso, debido a que la pendiente del techo es del orden del 25% (según ingeniería básica que tendrá el edificio en estudio), se optó por colocar una lámina acanalada de ca libre del #22, que es de poco peso y sirve de protección a todos los agentes externos a la que está expuesta, como lo es la lluvia, el viento, etc. Cabe mencionar que el techo de lámina acanalada trabaja como un diafragma metálico, el cual contribuye a que los elementos del plano de la cuerda superior de la armadura de techo no tomen toda la fuerza a la que están sometidos (cargas gravitacionales ó accidentales), pero en este caso no se tomará en cuenta dicho efecto del diafragma, ya que el peso de la lámina es muy pequeño.

### 2.2.2 ELEMENTOS DE SOPORTE

Son llamados así los largueros de techo y su espaciamiento está en función de la resistencia del material de cubierta a la flexión o al cortante, y se diseñan de tal modo que puedan transmitir en forma adecuada las fuerzas laterales al marco del edificio. En casos muy raros se seleccionan los muros o tipo de cubierta del techo, de tal modo que se eliminen completamente los largueros.

Se les considera como vigas secundarias que cubren el claro entre marcos para transmitirles las cargas que provienen de la cubierta del techo. En general, se colocan con separaciones aproximadas de 0.60 a 1.50 mts., según el material de cubierta; casi siempre se hacen de canales, o muy rara vez, de vigas I.

También se consideran como elementos de soporte al larguero de cumbrera y al larguero de alero (canalón).

Los primeros se hacen de dos canales o de una viga I y deben ser más resistentes que los demás, ya que deben resistir las cargas que le transmiten los contraflameos (en el tema de elementos secundarios se describirá lo que son los contraflameos).



Si se utiliza una cubierta de acero corrugado, se supone que la lámina le transmite ésta componente (la del contraflam-- beo) y teóricamente se pueden eliminar los contraflamboos, aunque siguen siendo necesarios para efectos del montaje.

Conociendo la carga transmitida por la lámina ó por los -- contraflamboos al larguero de cumbrera, se calcula la componen-- te vertical que actúa sobre éste, considerando la carga máxima-- simétrica sobre las dos pendientes (como lo es en nuestro caso, que se trata de un edificio industrial con un techo a dos aguas). La carga horizontal se calcula suponiendo solamente sobre una - pendiente, provocando un tirón o jalón desequilibrado.

Se debe considerar que las cargas de los contraflamboos - son estimados, ya que éstos se fijan en su sitio haciéndoles -- roscas en los extremos y templándolos por medio de tuercas, por lo que la distribución sobre el larguero cumbrera no es bien co-- nocida.

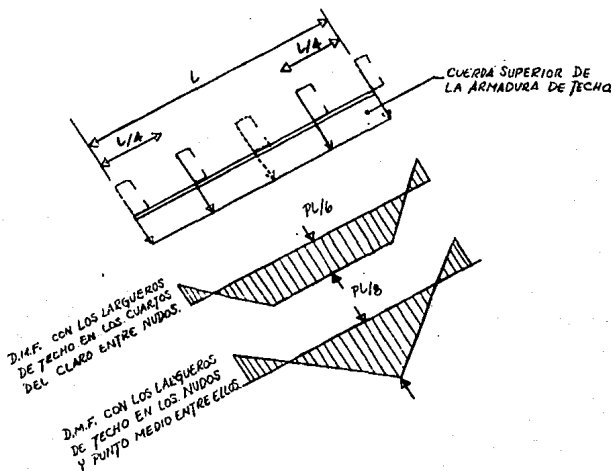
Aunque los contraflamboos reducen considerablemente la lon-- gitud efectiva de pandeo de los largueros en su sentido más dó-- bil, los esfuerzos no se deben despreciar, ya que llegan a ser del orden del 10 al 20% de los esfuerzos que se presentan en la dirección mayor, lo que depende de la pendiente y el número de contraflamboos colocados.

Cabe mencionar que el contraflameo generalmente es un tu-- bo de diámetro muy pequeño y que, debido a la poca rigidez que presenta el mismo, ocasiona que el pandeo lateral del larguero-- se desarrolle en toda su longitud; es por ésto que, en la actua-- lidad, se colocan ángulos que se sueldan a una placa y éstas al alma del larguero para contribuir a la disminución del pandeo - lateral que se presenta en el mismo. Pero, debido al número ex-- cesivo de contraflamboos que llevará la cubierta, se colocarán-- las varillas o redondos como contraflamboos, ya que la solución de colocar ángulos hace más costosa la instalación de dichas co-- nexiones.

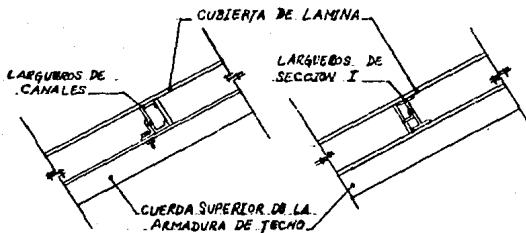
El larguero de alero o canalón, tiene la función de ser el conducto de salida de todos los agentes externos naturales que actúan en la cubierta, ya que debido a la inclinación con la que cuenta ésta, tienden a caer a dicho canalón; estos agentes externos son por ejemplo la lluvia, el polvo, etc. Dicha pendiente debe ser lo necesario para que no se estanquen ó almacenen algunos de estos agentes (por ejemplo del orden del 2%).

Si la armadura es de longitud pequeña, conviene colocar los largueros en los nodos de la cuerda superior de la misma.

Para armaduras grandes, el número de largueros que conviene colocar por tablero (entendiendo por tablero a aquella distancia existente entre nodo y nodo) es de dos, ya que el momento flexionante de la cuerda superior se reduce considerablemente, como se muestra a continuación.



Por lo general, los largueros se hacen de canales o vigas-I y en algunos casos, se emplean largueros de dos ángulos y de dos barras redondas en celosía.



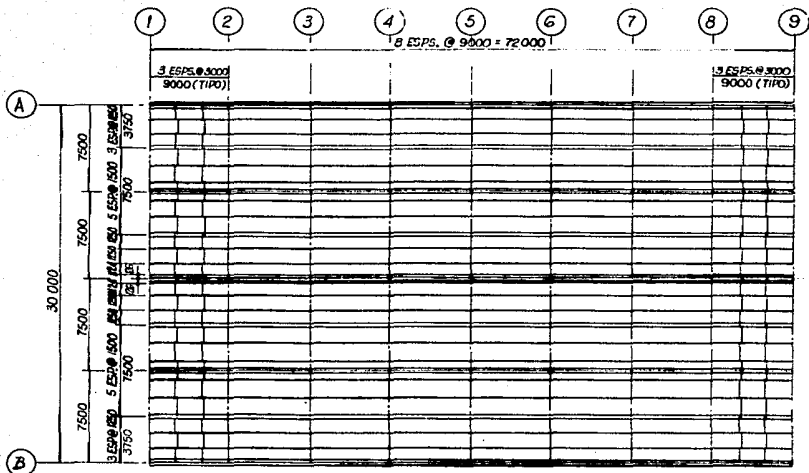
En nuestro caso, las secciones utilizadas como largueros fueron las siguientes:

- Largueros de techo y de cumbrera:  
Canal MT 254 x 12.53 kg/m.  
2 canales en cajón MT 254 x 24.76 kg/m.
- Larguero de alero:  
Canalón de lámina galvanizada de calibre # 18.

Cabe aclarar que los largueros de techo tienen un apoyo en la cuerda superior de la armadura de techo, que son ángulos, conocidos como "ángulos de asiento", que sirven para fijar las varillas de contraflameo al larguero y que presentan la siguiente sección:

Angulo  152 x 9.5

A continuación se muestra la planta de localización de los largueros y contraflameos de la cubierta del edificio industrial en estudio.



**PLANTA DE CUBIERTA DE TECHO**

*Acq. res.*

SIMBOLOGIA			
SIMBOLO	DESCRIPCION	SIMBOLO	DESCRIPCION
	LARGUERO MT C		ARMADURA
	LARGUERO MT □		CONTRAFLEMBEO REDONDO $\phi = 16$
	PUNTAL		

### 2.2.3 MARCO SEMIRIGIDO

Su función es la de soportar las cargas gravitacionales y accidentales y transmitir las a la cimentación.

Está formado por la armadura de techo y las columnas de soporte. Primero hablaré de la armadura de techo y después de las columnas.

#### 2.2.3.1 ARMADURAS DE TECHO.

Diremos que la armadura se define como una viga de gran peralte, que es de alma abierta y que tiene como función servir de apoyo a la cubierta y a los plafones, así como soportar su peso propio y el de los elementos de soporte.

Puede ser constituido por miembros formando triángulos o grupos de triángulos, siendo ilimitado el número de estos.

Se podría presentar el caso por tener la alternativa de utilizar una armadura o una viga de alma llena, ya que su elección depende del claro que hay que cubrir, pero aunque la armadura presenta desventajas en el costo de fabricación y montaje, requiere de menor cantidad de material que la viga, además de que la armadura presenta mayor rigidez.

En realidad no hay una regla para la elección entre una armadura y una viga de alma llena para cubrir una determinada distancia de claro, ya que una armadura puede cubrir claros desde 10 hasta 120 mts., de longitud, pero como el A.I.S.C. permite para traveses armados espesores de alma muy pequeños, las vigas de alma llena pueden ser muy competitivas. En nuestro caso optaremos por la armadura de techo como se había mencionado anteriormente.

Según el claro y la carga a la cual está sometida la armadura, se determinará el peralte de la misma, siendo que si aumenta el peralte se presentará el caso que aumentarán las longitu-

des de los miembros del alma y disminuirán las longitudes de las cuerdas, siendo éste un factor muy importante para los miembros del alma ya que podrían hacerse miembros muy pesados.

La elección del tipo de armadura depende de varios factores, siendo principales el claro y la pendiente de la cubierta y que a su vez éstos dependen del proceso de manufactura que se va a llevar a cabo en el edificio industrial. A continuación se muestra una tabla donde se puede elegir el tipo de armadura más adecuada según el claro que tenga que cubrirse para el edificio industrial.

TABLA: Tipo de armadura según el claro del edificio tipo nave industrial de un solo nivel.

CLARO(mts.)	NOMBRE COMUN DE LA ARMADURA	PEND.(%)	T I P O	DIST. EJES DE LA ARMAD. (mts.)
Muy corto	Tijera	Fuerte	2 cuerdas paralelas 2 aguas inclinada la cuerda superior.	-----
12 - 38	Warren Pratt	6 - 10	2 cuerdas paralelas o ligeramente inclinada la cuerda superior	3 - 6
Hasta 30	Pratt Howe	6 - 10	2 aguas	4 - 7
Hasta 35	Fink	41- 50	2 aguas	-----
Hasta 36.5	Bowstring	-----	Arco	-----
Muy grandes	Cuadrangular	-----	2 aguas, cuerda superior con ligera inclinación y la cuerda inferior es curva	15-18

NOTA: La tabla anterior no es una regla que se debe llevar a cabo, pero puede ser de mucha ayuda para la previa elección del tipo de armadura que se vaya a utilizar, ya que son valores promedio de la experiencia obtenida a través del tiempo.

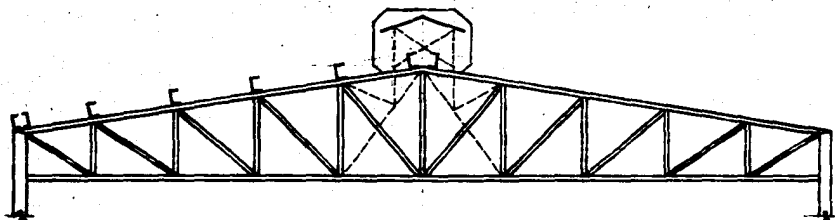
Según la tabla anterior, utilizaremos para nuestro caso en

el que tenemos un claro de 30 mts. y una pendiente pequeña --- (25.0%), una armadura del tipo Pratt que a continuación se muestra. (VER ARMADURA TIPO I)

Como habíamos mencionado anteriormente, la armadura se -- constituye por grupos de miembros que forman triángulos y que -- su estructuración dependerá de la altura del edificio y el claro de la armadura, siendo que a medida que aumenta la altura del edificio aumenta el momento de volteo debido a las fuerzas laterales que actúan sobre el mismo.

Definido el tipo de armadura de techo que se utilizará, diremos que la sección más común para la cuerda superior e inferior de la misma, son dos ángulos espalda con espalda o en ocasiones muy especiales, una T estructural. Si la carga es ligera y el claro es corto, se puede colocar un solo ángulo y que es válido para los miembros del alma que sólo soportan esfuerzos nominales.

Si la armadura de techo es pesada, se pueden requerir secciones armadas como las siguientes mostradas. (VER TIPO DE ARMADURAS).

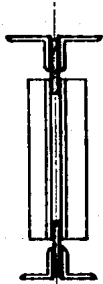


LA LINEA INTERRUMPIDA INDICA  
LA ESTRUCTURACION DE LOS MIEM-  
BROS, CUANDO SE PRESENTA LA  
ALTERNATIVA DE LINTERNILLA  
EN EL TECHO.

TIPO 1

TIPOS DE ARMADURA





CELOSIA (APS)

CUERDAS DE  
ANGULOS (APS)



CELOSIA (APS) o'  
(CPS)

CUERDAS DE  
CANALES (CPS)



CELOSIA (MT)

MON-TEN (MT)



CELOSIA (PTR)

PTR



CELOSIA (APS)

"T" FORMADA POR DOS  
PLACAS SOLDADAS

## TIPO DE ARMADURAS

PERFILES USADOS EN MIEMBROS DE ARMADURAS.

Como se habia mencionado en el Capitulo 1, una acería está formada por una serie de edificios industriales fundamentales - para poder llevar a cabo el proceso de la obtención del acero.- Estos edificios difieren en características de la estructura del cual se forma, como lo son sus dimensiones, el peso, etc.; es - por esto que podemos hacer una clasificación de dichos edificios en base a la densidad de carga muerta y viva actuante en la cubierta y armadura de techo que lo conforma, siendo la siguiente:

TIPO	DENSIDAD DE CARGA ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )
Ligera	50
Media	75
Pesada	$\geq 100$

Por economía es conveniente conservar la misma sección en las cuerdas de la armadura, aunque los esfuerzos calculados sean distintos a lo largo de los tableros. La distribución de los tableros de la armadura de techo dependerá del espaciamiento entre los largueros, ya que van colocados exactamente en los nudos de la cuerda superior de la armadura, para evitar la flexión de la misma. Para claros medios y grandes es conveniente subdividir los tableros de la armadura.

El peso preliminar a considerar de una armadura de techo puede ser del 10% de la carga que debe soportar, por lo que, a medida que aumente el claro aumentará dicho porcentaje. Este peso se estima en  $\text{kg/m}^2$  de superficie de techo. Según el Dr. L.E. Grinter, los valores de pesos que se recomiendan para las armaduras de techo (dependiendo de los claros e inclinaciones de los techos), son:

Long. del claro (mts).	Relación Peralte-claro	Peso por armadura ( $\text{kg/m}^2$ )
------------------------	------------------------	---------------------------------------

12.2

1/3 - 1/4

10-17.5

- Por cada incremento de 3 mts. de claro, se aumenta  $5 \text{ kg/m}^2$ .
- Para techos planos, se aumentará de  $2.5 - 5 \text{ kg/m}^2$  de superficie.
- Para cubiertas con pendiente fuerte, disminuir  $2.5 - 5 \text{ kg/m}^2$  de superficie de techo.

En nuestro caso se utilizaron las siguientes secciones para la armadura de techo:

- Cuerda superior: 2  $\Gamma$ 152 x 152 x 16 x 72 kg/m
- Cuerda inferior: 2  $\perp$ L127 x 127 x 9.5 x 36 kg/m
- Montantes: 2  $\square$  102 x 102 x 6.35 x 19 kg/m
- Diagonales: 2  $\Gamma$ 102 x 102 x 12.7 x 38 kg/m
- Diagonales: 2  $\Gamma$ 102 x 102 x 6.35 x 19 kg/m

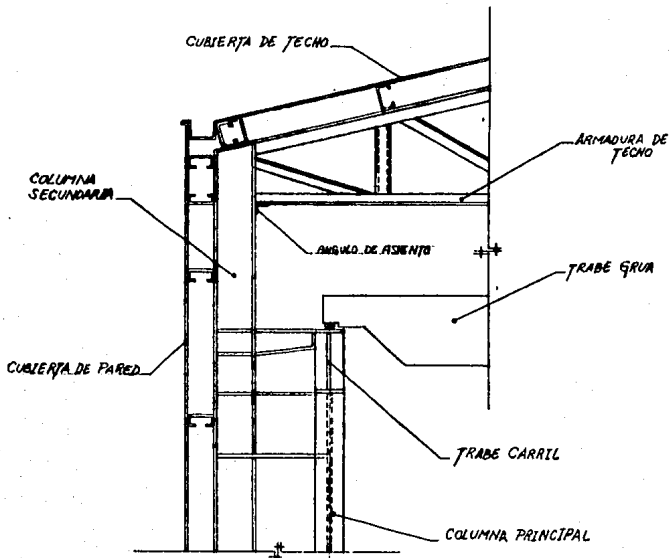
### 2.2.3.2 COLUMNAS DE SOPORTE.

Su función es de dar apoyo y soportar las cargas que le transmite la armadura de techo; también tienen que soportar las cargas de viento y/o sismo. A estas columnas las he denominado-

columnas secundarias, ya que las columnas principales son aquellas que sirven de apoyo a la trabe carril y éstas a su vez sirven para dar apoyo a la trabe grúa. Pero tanto columnas principales como secundarias se encuentran bajo la acción de flexión, compresión y cortante.

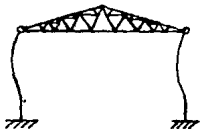
Ambas columnas pueden estar formadas de perfiles laminados con ángulos formando celosías o con perfiles formados por tres placas soldadas.

En nuestro caso se optó por el siguiente tipo de columnas principales y secundarias.



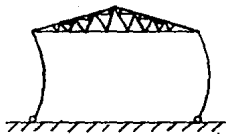
El arreglo estructural de los apoyos de las columnas dependerá de varios factores, como lo son las cargas verticales, claro de la armadura, etc., teniendo los siguientes casos.

- Columnas empotradas en la base y articuladas en el apoyo de la armadura.



Estas columnas son económicas en edificios de altura baja y considerablemente anchos; también se utiliza esta forma cuando la cimentación es grande y la base de la columna soporta cargas verticales grandes y un momento de volteo bajo.

- Columnas empotradas en el apoyo de la armadura y articulado en la base.



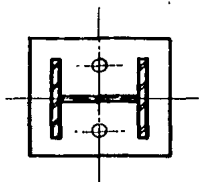
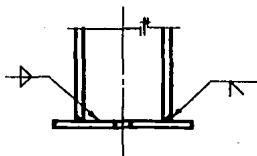
La presencia de "patas de gallo" o riostras angulares es cuando el claro de la armadura es relativamente bajo, ya que éste resiste el momento de volteo; cuando el claro es grande, predominan cargas adicionales en toda la armadura de techo.

- Columnas empotradas en ambos extremos.

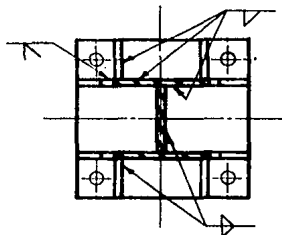
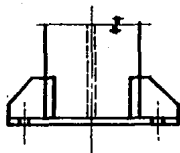
Este arreglo se utiliza cuando la altura del edificio se considera grande.

En nuestro caso utilizaremos el caso en que es empotrado en la base y articulado en la armadura, ya que el edificio es de altura media y de ancho grande.

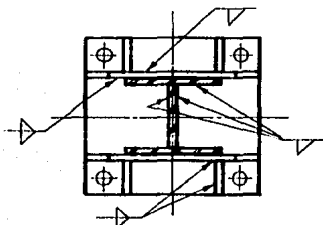
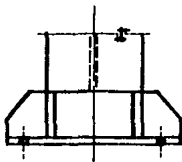
Por lo general se da una placa de apoyo en la base de la columna. A continuación se muestran los diversos tipos de placa base de apoyo para las columnas.



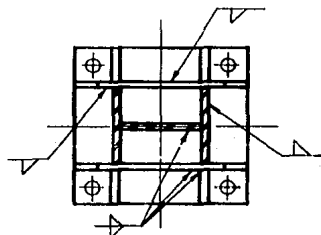
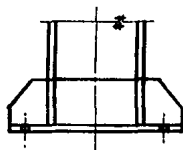
TIPO I



TIPO II

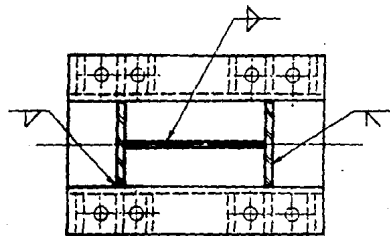
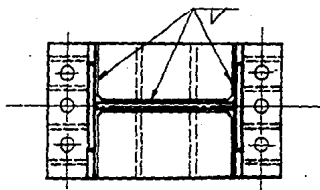
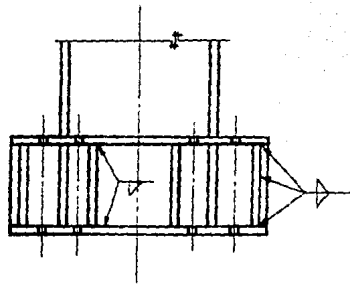
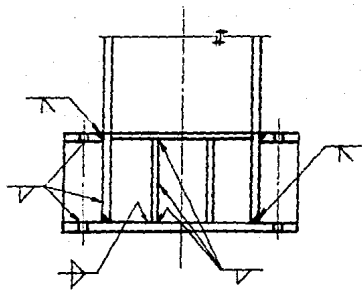


TIPO III



TIPO IV

PLACAS BASE DE COLUMNAS

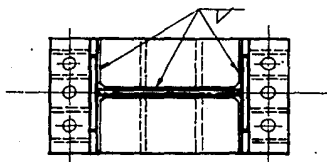
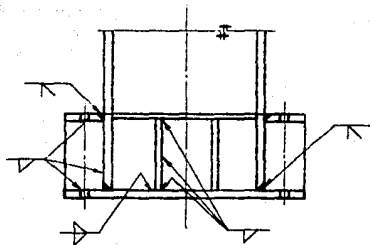


TIPO V

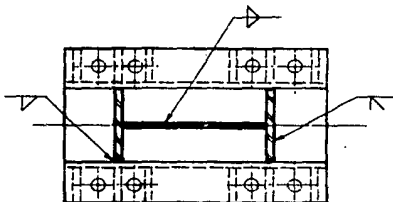
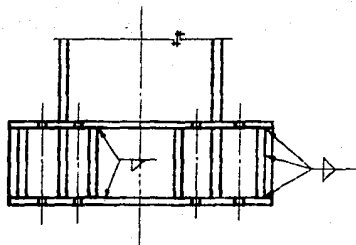
TIPO VI

- NOTAS. 1- EL DIAM. DE LOS AGS. EN LA PLACA SUPERIOR SERA 6mm. MAYOR DEL DIAM. DEL ANCLA  
 2- EL DIAM. DE LOS AGS. EN LA PLACA INFERIOR SERA 12 VECES EL DIAM. DE LOS AGS. DE LA PLACA SUP.

PLACAS BASE DE COLUMNAS



TIPO V

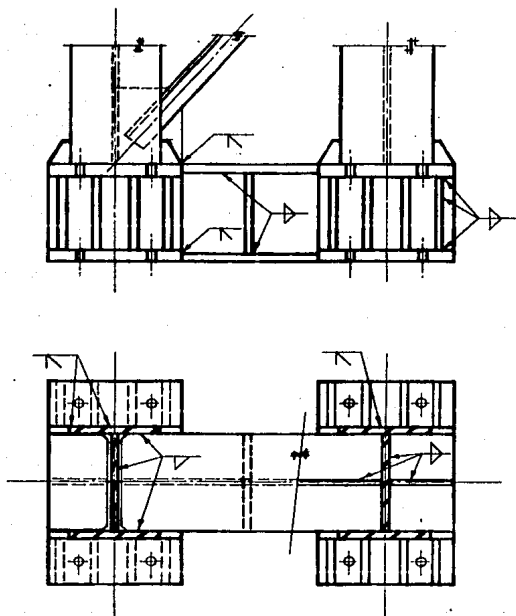


TIPO VI

- NOTAS. 1.- EL DIAM. DE LOS AGS. EN LA PLACA SUPERIOR SERA 6mm. MAYOR DEL DIAM. DEL ANCLA  
 2.- EL DIAM. DE LOS AGS. EN LA PLACA INFERIOR SERA 12 VECES EL DIAM. DE LOS AGS. DE LA PLACA SUP.

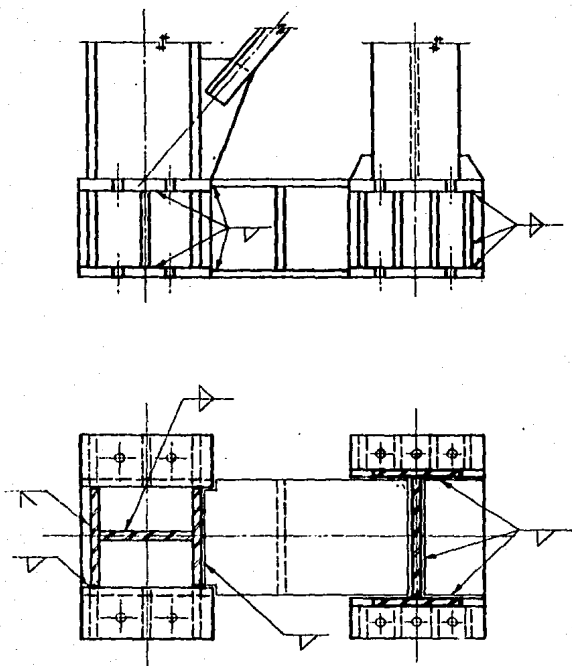
PLACAS BASE DE COLUMNAS





TIPO VII

PLACAS BASE DE COLUMNAS



TIPO VIII

PLACAS BASE DE COLUMNAS

## 2.2.4 SISTEMA DE GRUA

### TRABE GRUA Y TRABE CARRIL.

En el diseño de edificios industriales, se provisiona de gastos generales para un sistema de grúa dentro de la estructura, ya que frecuentemente son requeridos.

El sistema de grúa consta del carro grúa, la trabe carril, el riel de rodamiento, gancho principal, gancho secundario, etc. Otros tipos de sistema de grúa incluyen la ménsula, colgadizo, grúa de pórtico y grúa monorraíl.

El diseño de la trabe carril es dependiente de la capacidad de la grúa, el peso de la misma y el carro grúa y ciertamente se requiere que el desempeño arriba del piso y abajo del sistema de cubierta sea bueno. Las cargas de las ruedas del carro grúa dependen del tipo de la grúa y son usualmente utilizados por los catálogos de manufactura de las grúas.

Las especificaciones del A.I.S.C. requieren que las trabes carril estén diseñadas para soportar una fuerza lateral de cabecoo del orden del 20% de la suma de la carga elevada (capacidad máxima del gancho principal) y el peso del carro grúa. La carga es considerada para estar aplicada en la parte superior del riel un 50% del valor obtenido en cada lado de la carrilera y para preveer que actúe en cualquier dirección normal a la trabe. En adición a esta fuerza, se considera una fuerza vertical de impacto valuada en un 25% de la capacidad máxima del gancho principal más la suma del peso del mismo y el peso del carro grúa. Esta carga adicional de ninguna manera toma en cuenta el efecto dinámico del movimiento del carro.

Las secciones más comunes de trabe de carril se muestran a continuación.

Ligero (tipo I, II y III)

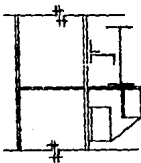
Medio (tipo IV)

Pesado (tipo V)

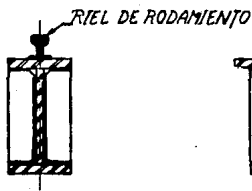
La trabe diseñada para el efecto combinado de flexión biaxial y torsión o la acción de la carga vertical y la presión horizontal, tal vez debe tratarse por separado. La acción lateral de la presión horizontal tal vez asuma para ser resistida sólo sobre el área del patín superior, o sobre un sistema suplementario de armadura horizontal.

La columna secundaria está sujeta a las fuerzas y momentos debido a la carga de la cubierta y la carga lateral de viento o sismo; la columna principal es la que soporta a la trabe carril y está sujeta a fuerzas y momentos debido a la carga de la grúa y es diseñada para resistir el máximo efecto de la combinación de cargas. A continuación se muestran tres tipos comunes de arreglos estructurales utilizados en columnas con trabe carril.

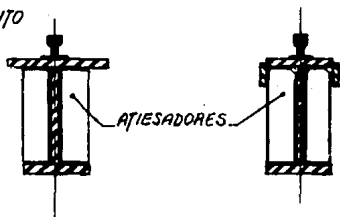
Ménsula



En este caso, la ménsula rigidiza la conexión de la sección de la columna y es usada para proveer el soporte de la trabe carril; el sistema es utilizado para traves ligeros



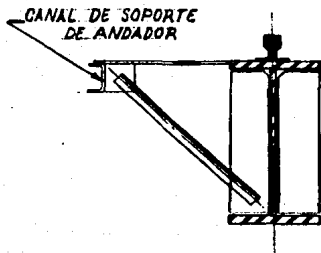
TIPO I



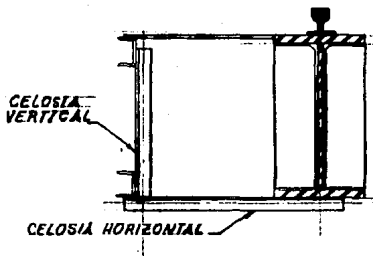
TIPO II



TIPO III



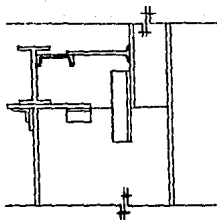
TIPO IV



TIPO V

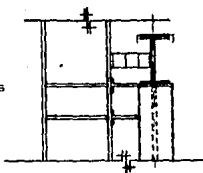
SECCIONES DE TRABES CARRIL

Columna  
escalonada



Para traves altas, la sección de la columna tal vez se incremente al nivel de la trabe.

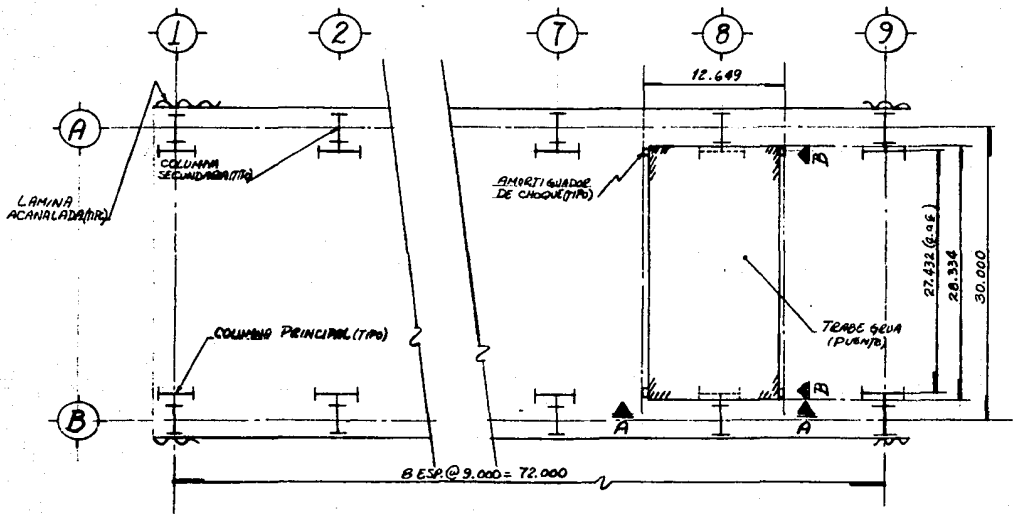
Arreglo de  
dos columnas



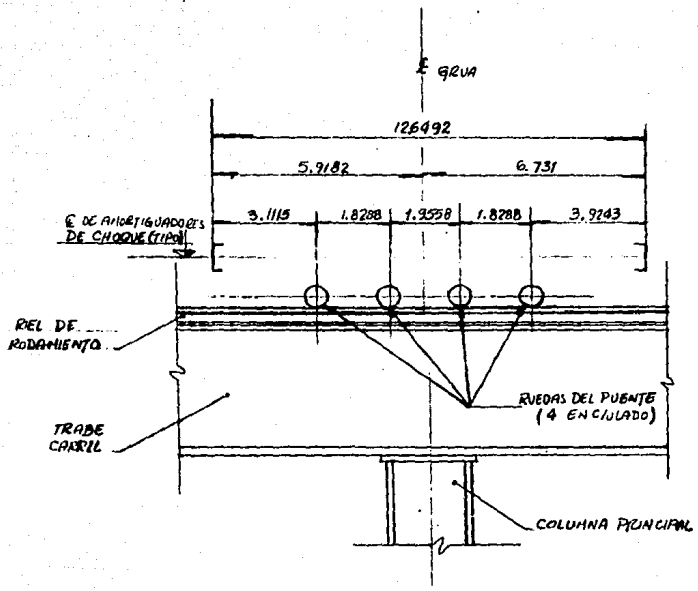
En este caso se usa para traves pesadas; es buena para traves ligeras en naves altas.

Como el peso que tiene que soportar la trabe carril es grande, se utilizará como arreglo estructural la conexión de dos columnas. Estas dos secciones de columnas, conectadas con diagramas intermitentes, pueden ser diseñadas para actuar independientemente. Para proveer suficiente claro entre las dos columnas, la trabe carril se deberá centrar en la columna principal, de este modo el momento flexionante no es inducido a la carga vertical de la grúa. La columna secundaria del edificio debe resistir las cargas de la cubierta y el empuje lateral debido al viento o sismo y la columna principal deberá soportar la carga de la gravedad del carro, el empuje lateral de la grúa y la carga de impacto que acciona sobre la trabe carril.

A continuación se muestran todas aquellas dimensiones proporcionadas por el fabricante que nos son de interés, para considerarlas en el análisis y diseño de la trabe carril.



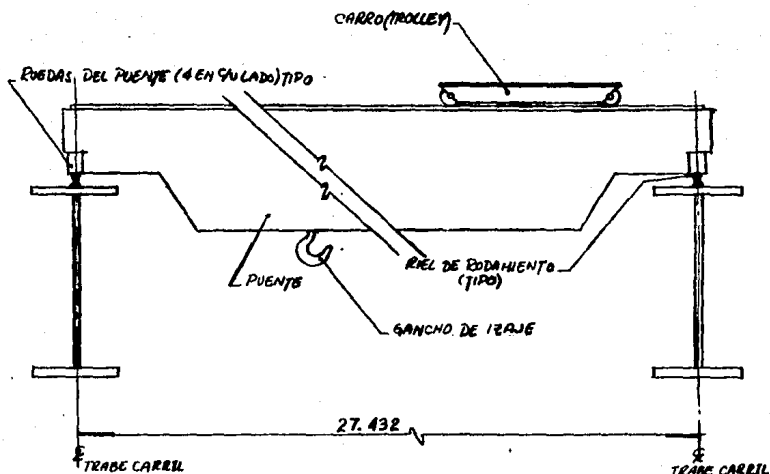
PLANTA TIPO DEL PASO LIBRE DEL PUENTE DE LA GRUA DENTRO DEL EDIFICIO INDUSTRIAL  
 ACOF. M.S., SIN ESC.



CORTE A-A  
Acop. N° 3, S. N. E. S. C.

MAXIMA CARGA DE C/U DE LAS RUEDAS DEL PUNTE:  
52,200 KGS.





CORTE B-B

DATOS DE LA GRUA:

CAPACIDAD DEL GANCHO: 15 TON.

PESO DEL PUENTE: 120 TON.

PESO DEL CARRO: 135 TON.

## 2.3 ESTRUCTURACION SECUNDARIA

### 2.3.1 DIAGONALES Y CONTRAVENTEOS.

Principalmente tienen dos funciones:

- Disminuir la longitud efectiva de pandeo de algunos miembros.
- Contrarrestar la fuerza normal del viento o sismo a la estructura.

Con una colocación adecuada de los contraventeos, se va a economizar con los miembros restantes de la estructura, ya que las fuerzas laterales que actúan en los muros cabecera se transmiten a los contraventeos del plano de las cuerdas inferiores de la armadura por medio del sistema de contraventeo horizontal (lo importante que dichos muros sean suficientemente rígidos), y el marco tomará una pequeña parte de la fuerza lateral total. Por lo tanto, para poder absorber fuerzas transversales, lo más simple para el diseño de arriostramiento del marco, es un sistema de contraventeos.

En cambio, si la mayor parte de los muros son abiertos, como se presenta en nuestro caso, cada marco se tendrá que diseñar para resistir el valor total de la fuerza lateral.

Con lo que respecta a las fuerzas longitudinales de viento se requerirá de un contraventeo en los planos inclinados del techo, además del contraventeo horizontal en el plano del cordón inferior de las armaduras.

El contraventeo horizontal transmite las fuerzas longitudinales a los muros laterales y éstos se pueden diseñar como pániques de cortante, como lo son los muros reforzados de mampostería, o bien, colocarse un contraventeo diagonal en el muro, entre las columnas.

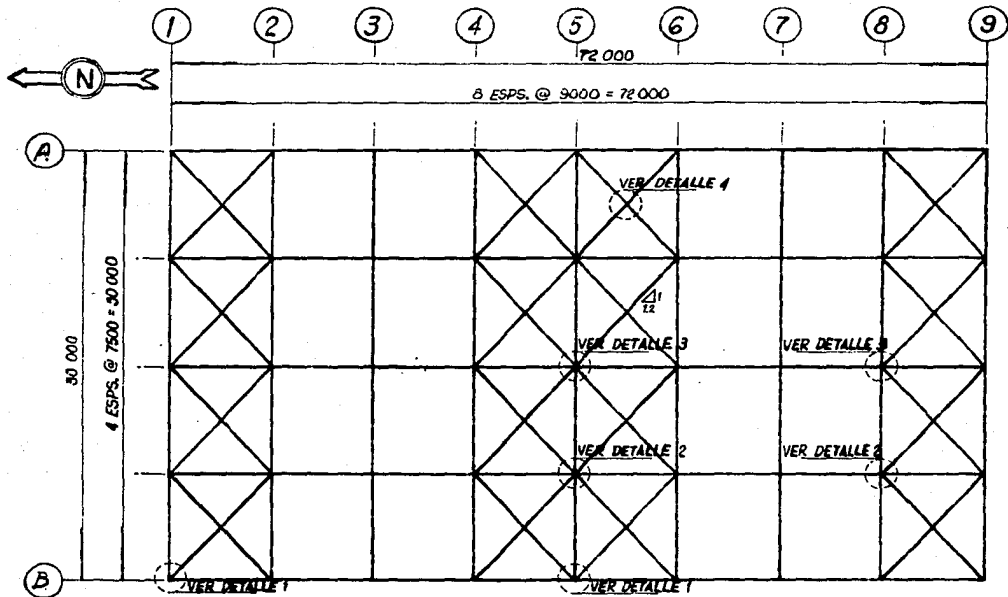
Por lo general, se contraventean los paneles extremos de los muros laterales, ya que restringe los cambios de longitud de los mismos, debido a la variación de temperatura y puede introducir esfuerzos significativos en el marco. Para evitar éste

efecto, se puede colocar el contraventeo en las cruñas cercanas al centro del edificio, permitiéndose así un cambio relativamente libre en la longitud entre el centro y los extremos del edificio.

En resumen, diremos que los contraventeos son introducidos en el plano de la cuerda superior de la armadura y dentro del plano de las columnas, para formar una cruja. Una contraventeada con los largueros y el puntal de alero es capaz para resistir fuerzas laterales en la dirección longitudinal.

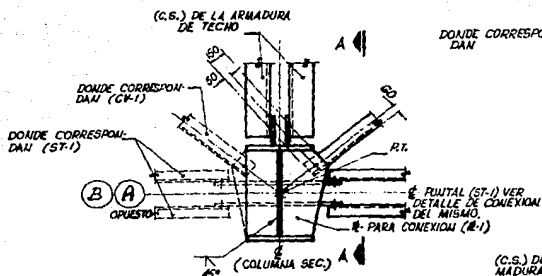
Adicionalmente al contraventeo en la cuerda superior, deberán proporcionarse marcos impedidos a desplazarse verticalmente, así como puntales intermedios en la cuerda inferior para reducir su longitud no arriostrada o efectiva de pandeo, y anticiparse a la posible aplicación de fuerzas laterales de carga no previstas, tales como cargas colgantes temporales que son pesadas.

Tomando en cuenta los conceptos anteriores, a continuación se muestran los sistemas de contraventeos utilizados en la cuerda superior de la armadura, en la cuerda inferior de la misma, puntales intermedios entre la cuerda superior e inferior de la armadura y marco longitudinal del edificio industrial en estudio.

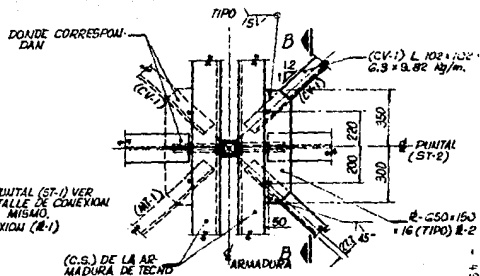


PLANTA DE CONTRAVENTEOS EN CUERDA  
SUPERIOR DE ARMADURA DE TECHO

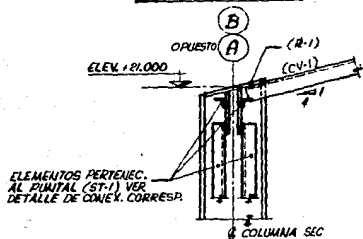
ACOF. MM.



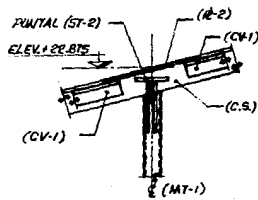
DETALLE 1



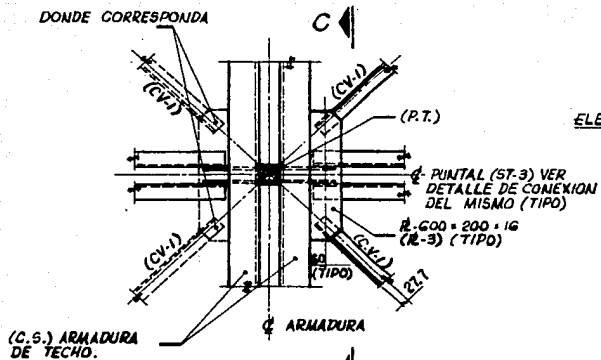
DETALLE 2



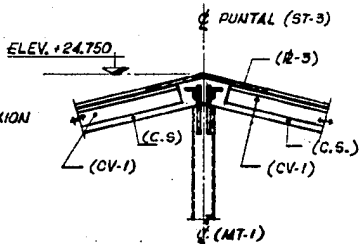
CORTE A-A



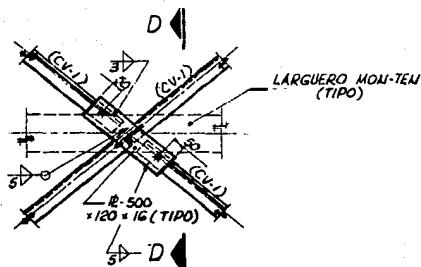
CORTE B-B



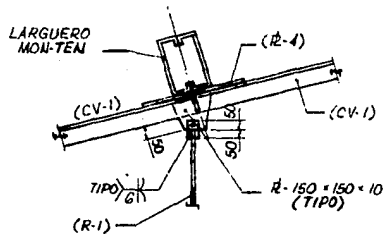
DETALLE 3



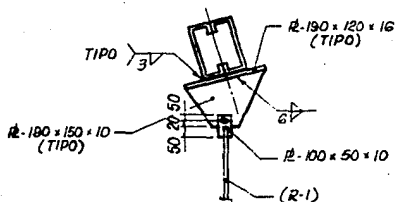
CORTE C-C



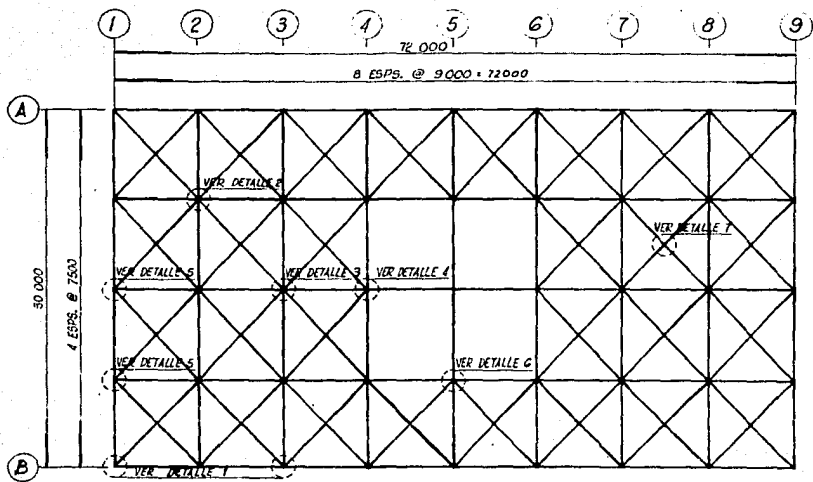
DETALLE 4



CORTE D-D

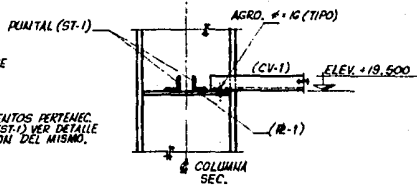
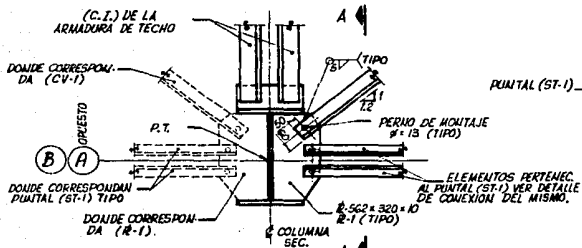


DETALLE DE SUJECION  
DE TENSORES EN LARGUEROS

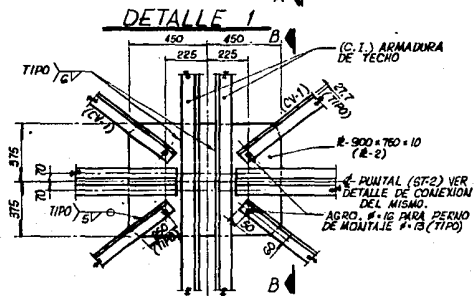


PLANTA DE CONTRAVENTEOS EN CUERDA INFERIOR  
DE ARMADURA DE TECHO (ELEV. + 19.500)

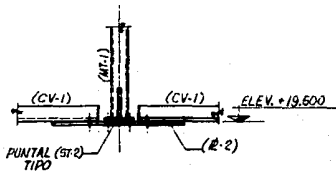




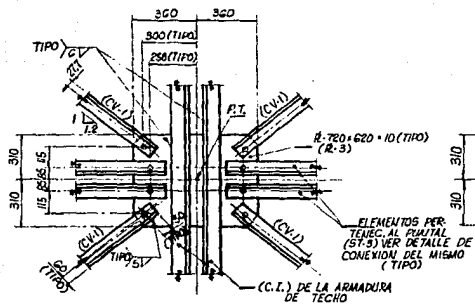
CORTE A-A



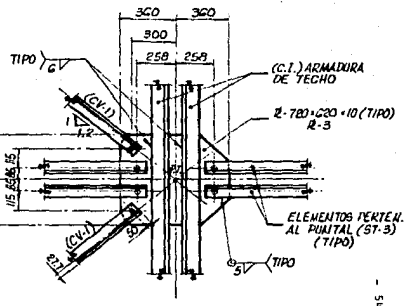
DETALLE 2



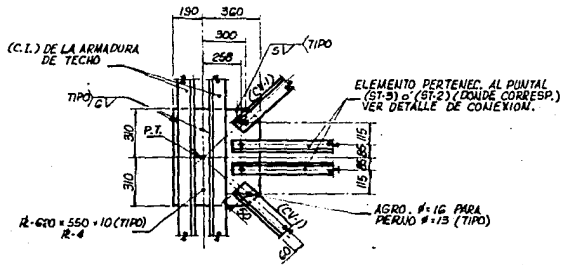
CORTE B-B



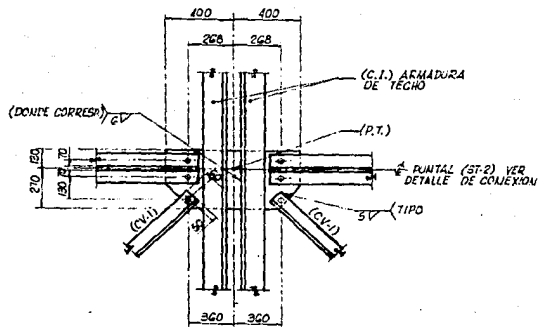
DETALLE 3



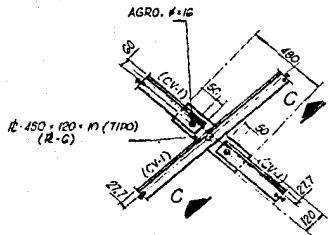
DETALLE 4



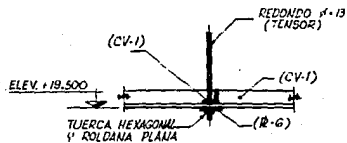
DETALLE 5



DETALLE 6



DETALLE 7



CORTE C-C

TABLA DE NOMENCLATURA			
DESCRIPCION	LOCALIZACION	IDENTIFIC.	SECCION
CONTRAVENTES EN ARMADURA DE TECHO	CUERDA SUPERIOR	(CV-1)	$\downarrow 102 \times 102 \times 6 \times 9.82 \%$
	CUERDA INFERIOR	(CV-1)	$\downarrow 102 \times 102 \times 6 \times 9.82 \%$

### 2.3.2 PUNTALES

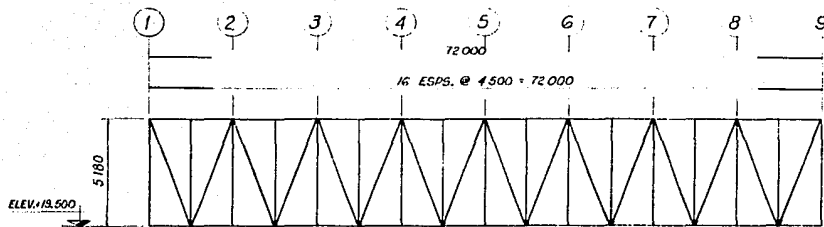
Comúnmente son estructuras en forma de armaduras que se colocan en el sentido longitudinal del edificio industrial para poder resistir las fuerzas de viento ó sismo; también sirven -- (junto con los contraventeos) de arriostramientos laterales de los elementos de la estructura general. Estos puntales se colocan a lo largo del edificio industrial, entre la cuerda superior e inferior de la armadura de techo, por lo que hay puntales que se apoyan en las columnas secundarias y puntales intermedios.

Ambos tipos de puntales tienen la función de arriostrar -- los posibles desplazamientos laterales que pueden presentarse -- en la estructura, debido a la acción de cargas laterales como -- lo son el viento o sismo, el empuje de grúas, etc., pero, en el caso en que los puntales se apoyan en las columnas, sirven para evitar los desplazamientos de las cuerdas superior e inferior -- de la armadura de techo, así como evitar la deformación de la -- estructura de la cubierta. En el caso de los puntales intermedios, tenemos que éstos ayudarán a rigidizar los marcos longitudinales también contra los desplazamientos laterales.

En resumen, diremos que los puntales se diseñan para trabajar bajo carga axial y junto con los contraventeos, restringen el desplazamiento lateral, ocasionado por flexión o pandeo producido por fuerzas de compresión.

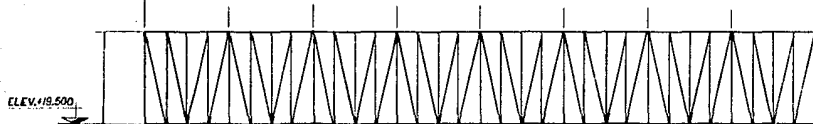
Para nuestro caso, las secciones utilizadas que forman parte de los puntales (tanto los que se apoyan en las columnas como los intermedios) se mencionan a continuación.

	Puntal de apoyo	Puntal intermedio
Cuerda superior	2I 76x76x6x14.58 kg/m.	2I 76x76x6x14.58 kg/m.
Cuerda inferior	2JL 76x76x6x14.58 kg/m.	2JL 76x76x6x14.58 kg/m.
Diagonales	2□ 76x76x6x14.58 kg/m.	2I 76x76x6x14.58 kg/m.
Montantes	2□ 76x76x6x14.58 kg/m.	2□ 76x76x6x14.58 kg/m.



ELEVACION PUNTAL EJE INTERMEDIO (ENTRE EJES -  
    ① Y ② )

32 ESPS. @ 2 250 = 72 000



ELEVACION PUNTAL ENTRE EJE ① ó ② Y EJE  
    INTERMEDIO

### 2.3.3 CONTRAFLAMBEOS

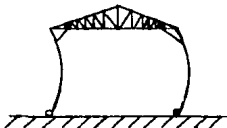
Cuando la pendiente del techo es grande, se considerará la componente de la carga vertical que actúa en el plano débil del larguero.

Las varillas de contraflameo se instalan cuando los largueros formados, ya sea de canales o vigas I, presentan poca rigidez en su eje débil y se instalan en el plano de la pendiente.

Por lo general existen dos juegos de varillas en cada cruzía, los cuales se conectan en los largueros de cumbrera, como se muestra a continuación. (ver fig. corresp. a la planta de la cubierta de techo en la sección 2.2.2).

### 2.3.4 RIOSTRAS ANGULARES O "PATAS DE GALLO"

Son utilizadas cuando el marco presenta escasa rigidez lateral, como se puede observar a continuación.



Pero al colocar las patas de gallo entre la armadura y las columnas, se altera el equilibrio de la armadura, aumentando -- los esfuerzos en los miembros cercanos a los apoyos, siendo con siderable cuando es pequeño el peralte cerca de los apoyos, haciéndose máximo el momento inducido por las riostras.

También al introducir las patas de gallo, provoca que los apoyos de la armadura sobre las columnas ya no se consideran co mo libres, por lo que se tendrá que analizar el marco bajo la acción de cargas verticales y horizontales.

Por lo tanto, para nuestro edificio no se considerarán estos elementos como indispensables para el análisis del marco co rrespondiente.

### LARGUEROS DE PARED

Para poder unir el muro de lámina metálica a la estructura del edificio industrial, se utilizarán una serie de largueros de pared, que se conectan a la columna del mismo. Estos "muros" (como se verá más adelante) no se considerarán de carga, pero deben ser junto con los contraventeos del marco longitudinal y los largueros de pared lo suficientemente rígidos para resistir las fuerzas de viento (ya sea presión o succión) o sismo.



### 2.3.5 MUROS INTERIORES Y EXTERIORES

Según el proceso de manufactura que se lleve a cabo dentro del edificio industrial, se podrá observar si requiere o no de muros interiores.

En general, éstos se hacen de bastidores de madera o de metal recubiertos con yeso u otro tipo de acabado.

El material de revestimiento deberá ser hermético, resistente al fuego y a la corrosión, además de ser lo más económico.

Como en este tipo de edificios industriales se requiere de fluidez para el transporte de materiales, se suministra lo mejor posible de muros y cancelas, haciéndolo casi o completamente nulo éste concepto.

#### MUROS EXTERIORES.

En edificios industriales, lo más común es colocar muros de concreto precolado o colado en sitio, bloques de concreto, mampostería de tabique o de lámina metálica.

Por las ventajas de la facilidad constructiva que presenta el muro exterior hecho a base de lámina metálica, para nuestro caso se llevará a cabo éste tipo de muro, que sólo servirá para dar protección al edificio de los agentes externos a los cuales está sometido.

### 2.3.6 ACCESORIOS

Para este tipo de edificios, se requiere en algunas ocasiones las siguientes estructuras (para el mejor funcionamiento del mismo):

- Escaleras de acceso,
- Linternillas,
- Fosas,
- Etc.

En este caso sólo se mencionan, pero no se incluirán en el diseño para el edificio en estudio.

## CAPITULO 3

### SOLICITACIONES

Se definen como todas aquellas acciones de carga a la cual está sujeta la estructura general del edificio y que son las -- que van a servir para poder diseñar todos los miembros que constituyen a dicha estructuración. Las solicitudes actuantes se describirán a continuación.

#### 3.1 CARGAS GRAVITACIONALES

Como lo indica su nombre, este tipo de cargas se caracterizan porque todos los cuerpos o masas que, a través de su peso -- propio, son atraídos por el centro de gravedad de la tierra. Generalmente estas cargas se clasifican en dos grandes grupos, -- que son:

- Cargas muertas, y
- Cargas vivas.

##### 3.1.1 CARGAS MUERTAS

La carga muerta para ser asumida en el diseño debe consistir del peso total de la construcción, incluyendo el material -- y equipo que esté actuando permanentemente en ella.

##### 3.1.2 CARGAS VIVAS

La carga viva se define como una carga que no es permanente y que no tiene una posición fija. Incluye el peso de personas, -- objetos, etc.; estas cargas se presentan en el techo y piso del edificio, así como en todas aquellas áreas interiores del mismo.

##### 3.1.2.1 CARGAS VIVAS EN TECHOS

En lugares en los cuales se presente la acción de carga de nieve, las techumbres serán capaces de soportar una carga viva--

mínima de  $100 \text{ kg/m}^2$ , que se supone estarán actuando en toda o - parte de su superficie proyectada horizontalmente, distribuida - de tal manera que produzca condiciones de carga máxima. Cuando - la localización geográfica, altitud, condiciones locales tales - como la acumulación de polvo, o donde los códigos locales de -- construcción requieran considerar cargas por nieve mayores a  $100 \text{ kg/m}^2$ , será el valor máximo el que se utilizará como carga viva.

Como en nuestro caso el edificio industrial se encuentra - localizado en un lugar donde no se considera tal carga de nieve, utilizaré como valor el indicado en el Reglamento No. 400 del - Instituto de Ingeniería, en la tabla de cargas vivas para dise - ño y que se muestra en la siguiente hoja y que corresponde a un valor de  $30 \text{ kg/m}^2$ .

### 3.1.2.2 CARGAS VIVAS EN PISO

Las cargas vivas concentradas en andamios y de piso concen - tradas y uniformes, deben estar contenidas en las especificacio - nes del proyecto para cada categoría de uso, de acuerdo con los requerimientos máximos esperados. Las cargas móviles concen - tradas deben localizarse para producir condiciones máximas para di - ño. Las cargas concentradas no se reducirán y no se incluirá - la carga viva uniforme en el área cubierta por la carga concen - trada.

A menos que de otra manera se especifique, las cargas vivas uniformemente distribuidas no deberán ser menores que los valo - res mínimos dados en las especificaciones del proyecto. Los re - querimientos para un proyecto específico deberán revisarse para cargas de almacenaje anticipado u otras consideraciones. Las -- cargas dadas contienen alguna medida para pisos de almacenamien - to, pero deberán hacerse algunos ajustes para áreas especialca - tales como los pisos para almacenamiento de cajas o artículos - especiales, como calderas. No se incluyen disposiciones para - los contenidos de las cajas y tolvas. A continuación se muestra la tabla de cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas pa

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS DE DISEÑO. EN kg/m<sup>2</sup>

Destino del piso o cubierta	w	w <sub>a</sub>	w <sub>m</sub>	Observaciones
I. Habitación (casas-habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares), oficinas, despachos y laboratorios	70	90	120+420A <sup>-1/2</sup>	(1)
II. Comunicación para peatanes (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)				
Cuando sirven a no más de 200 m <sup>2</sup> de área habitable	40	150	150+200A <sup>-1/2</sup>	
Cuando sirven a un área habitable superior a 200 m <sup>2</sup> e inferior a 400 m <sup>2</sup>	40	150	150+400A <sup>-1/2</sup>	
Cuando sirven a 400 m <sup>2</sup> o más de área habitable o a un lugar de reunión	40	150	150+600A <sup>-1/2</sup>	
III. Lugares y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450	
IV. Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	300	(2)
V. Comercios, fábricas y bodegas				
Área tributaria hasta de 20 m <sup>2</sup>	0.8w <sub>m</sub>	0.9w <sub>m</sub>	w <sub>m</sub>	(3)
Área tributaria mayor de 20 m <sup>2</sup>	0.7w <sub>m</sub>	0.8w <sub>m</sub>	0.9w <sub>m</sub>	(3)a
VI. Tanques y cisternas	0.7w <sub>m</sub>	0.8w <sub>m</sub>	w <sub>m</sub>	(4)
VII. Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100	(5)
VIII. Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5% y menor de 20%	5	20	60	(6)
IX. Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%	5	20	30	(6) (7)
X. Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300	
XI. Garaje y estacionamientos (para automóviles exclusivamente)	40	100	150	(8)
XII. Andamios y cimbra para concreto	15	70	100	(9)

ra distintos tipos de piso.

Concepto	Carga viva mínima recomendable (kg/m <sup>2</sup> )
Pisos de carga	2440
Servicio o piso de carga	2930
Flujo o pisos con tolva pesada	976
Pisos para granos o carbón	976
Plataformas coladas en molde	1465
Moldes de plataf. preparadas	1465

Factores de reducción de carga.- Las cargas de piso uniformemente utilizadas para determinar las cargas en las columnas - no deberán ser menores a las anteriores, excepto las especificaciones por el fabricante, quien será responsable de los factores de reducción a utilizar, si los hay. No se aplicarán reducciones a las cargas anteriores que sean menores de 500 kg/m<sup>2</sup> y ningún factor de reducción que disminuya la carga a menos del - 60% de la carga viva uniforme total.

### 3.1.2.3 CARGAS DE GRUA Y OPERACION

Las traveses carril y el marco de apoyo se diseñarán con las cargas máximas de las ruedas, con un espaciamento dado por el fabricante; se diseñarán también para soportar varias combinaciones de carga (como se verá más adelante). Las cargas máximas en las ruedas para fosas de recalentamiento, separadores u otras grúas con brazos guiados, incluirán el efecto de inclinación de la polea.

Impacto vertical, Empuje Lateral y Tracción.- El impacto vertical y las fuerzas de tracción se tomarán como un porcentaje de la carga máxima de las ruedas o de la carga máxima de izaje como se especifica en la siguiente tabla. El empuje lateral para cada lado no será menor al mayor de los siguientes:

- El dado en la tabla.
- 10% de la suma de carga de izaje, polea, columna, corredera u

otro material que maneje el dispositivo que es rigidamente -- guiado en una posición vertical, durante la operación de izaje. - 5% de la carga levantada más el peso total de la grúa, incluyendo poleas, carros extremos y ruedas.

Para grúas del tipo colgante, usar 10% de la carga máxima de las ruedas para impacto vertical, 20% de la carga máxima en las ruedas motrices como la fuerza de tracción y el 5% de la carga de izaje y el peso total de la grúa incluyendo el trole, el carro y las ruedas a ambos lados como el empuje lateral.

Las grúas operadas por radio deberán considerarse de la -- misma manera que las de cabina.

Crane Impact, Side Thrust and Traction Forces			
Crane type	Vertical impact pct of maximum wheel loads	Side thrust pct of lifted load (each side)	Tractive force pct of maximum load on driving wheels
Mill cranes	25	20	20
Ladle cranes	25	20	20
Clansell bucket and magnet cranes (including slab and billet yard cranes)	25	50	20
Soaking pit cranes	25	100	20
Stripping cranes	25	100 pct of weight of lingot and mold	20
Motor room maintenance cranes, etc.	20	15	20

Topes de grúas viajeras.- Los topes de las grúas viajeras deberán diseñarse para desarrollar la fuerza máxima debido al -- impacto de la grúa correspondiente a la velocidad especificada en el reporte técnico No. 6 del AISE. Especificaciones para -- grúas viajeras de Edificios Industriales (ver sección 9.1). La magnitud de esta fuerza depende de la fuerza de impacto y de las propiedades de absorción de energía del dispositivo de la grúa. La magnitud y el punto de aplicación de dicha fuerza debe -- rá ser proporcionada por el fabricante. En el diseño de la tra -- be carril deberá considerarse la fuerza desarrollada por el to -- po.

### 3.2 CARGAS ACCIDENTALES

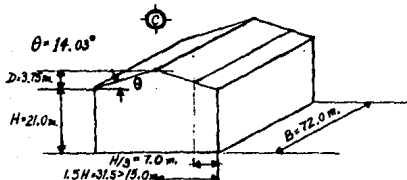
Estas cargas se caracterizan porque se presentan repentinamente, por lo que se les considera que no son permanentes.

Estas cargas se dividen generalmente en: viento y sismo.

#### 3.2.1 CARGAS DEBIDAS A VIENTO

Se define como una fuerza de empuje y/o succión que actúa en una determinada superficie de la estructura del edificio.

Partiendo de la ingeniería básica y del arreglo estructural definido, tenemos las siguientes dimensiones.



a) Viento normal a las generatrices.

De acuerdo con las especificaciones del Manual de la C.F.E. "Diseño por viento", tenemos los siguientes valores del coeficiente de empuje (presión o succión, según sea el caso).

$\theta$	SUP. DE BARLOVENTO			SUP. DE SOTAV.
	ZONAS			
	DE BARLOV.	CENTRAL	DE SOTAV.	
$< 15^\circ$	-1.75	-1.00	-0.40	-0.60

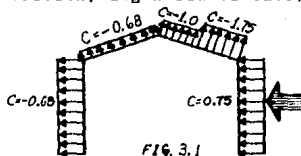


FIG. 3.1

Debido a que la zona central de la superficie de barlovento abarca una distancia horizontal de 1.5H, o sea,  $21(1.5) = 31.5$  mts. mayor a la máxima distancia en la cual se tiene la zona central (15 mts.) sólo se tomará esta zona hasta la parte central del marco (eje C), ocasionando con ésto que no exista zona de sotavento en la superficie de barlovento.

Determinación de la presión del viento sobre la estructura:

La expresión de dicha presión o succión actuando sobre una superficie se define como:

$$P = 0.0048 G C V_D^2 \quad (1)$$

donde:

P: Presión o Succión ( $\text{kg/m}^2$ )

C: Coeficiente de presión o de succión (adimensional)

$V_D$ : Velocidad de diseño (km/hr)

G: Factor de reducción de densidad de la atmósfera a la altura  $h$  (km) sobre el nivel del mar.

Aunque la acción del viento actúa generalmente sobre la lámina que protege al edificio, esta carga se transmitirá directamente a los largueros de la cubierta y a las columnas de soporte que forman parte del marco.

Clasificación general del edificio:

Según las características que presenta este edificio industrial, podemos decir que forma parte de la siguiente clasificación:

- Clasificación de las estructuras según su destino:

GRUPO B.-

Pertenecen a este grupo las estructuras en las que el cociente entre el costo de una falla y el costo de incrementar la resistencia, es de magnitud moderada. Este es el caso de presas, plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, restaurantes, casas para habitación privada, hoteles, edificios de apartamento u oficinas, bardas cuya altura excede de 2.5 m. y todas aquellas estructuras cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras construcciones de este grupo o del grupo A.

- Clasificación de las estructuras por las características de sus respuestas ante viento:

TIPO I.-

Abarca estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los --



efectos dinámicos del viento. Se incluyen explícitamente las siguientes construcciones:

- a) Edificios de habitación u oficinas con altura menor de 60 m.
- b) Bodegas, naves industriales, teatros, auditorios y otras -- construcciones cerradas, techadas con sistemas de arcos, traveses, armaduras, losas, cascarones u otros sistemas de cubiertas rígidas, es decir, que sean capaces de tomar las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. -- Se excluyen las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que mediante la adopción de geometría adecuada, la aplicación de preesfuerzo o el empleo de otra medida conveniente se logre limitar la respuesta estructural dinámica.
- c) Puentes y viaductos constituidos por losas, traveses, armaduras simples o continuas, o arcos.

- Zona Eólica:

Debido a que la estructura en estudio se encuentra en el Estado de Veracruz, la zona que le corresponde según la figura 3.2 que se muestra en la siguiente hoja, es la número 4.

- Velocidad Regional:

La velocidad regional es la velocidad máxima probable en una zona o región determinada para un cierto período de recurrencia.

Según la siguiente tabla, la velocidad regional correspondiente a la estructura en estudio es de  $V_r=160\text{km/hr}$ .

TABLA DE VELOCIDADES REGIONALES  $V_r$

Zona Eólica (Fig. 3.2)	Velocidad regional (km/hr)	
	Estructuras grupo B ( $T_R=50$ años)	Estructuras Grupo A ( $T_R=200$ años)
1	90	105
2	125	150
3	115	125
4	160	185
5	80	90
6	150	170
7	80	95

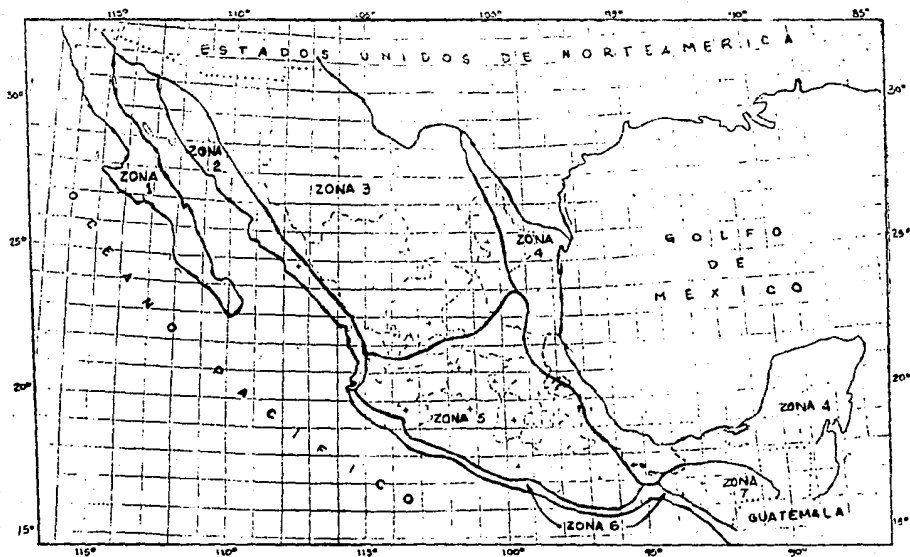


Fig. 3.2 Regionalización Eólica de la República Mexicana

- Factor de Ráfaga:

Por pertenecer nuestra estructura a una del tipo 1, el factor de ráfaga correspondiente, según el manual de diseño por viento es de  $F_{r1.0}$ .

- Tipo de terreno:

Pensando que se va a construir en una zona industrial, tenemos que el tipo de terreno corresponde al tipo b, según la siguiente tabla.

Tipo de Terreno	$\alpha$	Altura gradiente $\delta$ (metros)
a) Litoral	0.14	200
b) Campo abierto (interior)	0.14	275
c) Terrenos suburbanos	0.22	400
d) Centro de grandes ciudades	0.33	460

- Factores que dependen del tipo de lugar:

Considerando que la estructura se va a construir en una zona industrial, tenemos que el factor de topografía vale  $k=0.80$ , según la siguiente tabla.

Topografía	Factor K
a) Muy accidentada, como en el centro de ciudades importantes	0.70
b) Zonas arboladas, lomeríos, barrios residenciales o industriales	0.80
c) Campo abierto, terreno plano	1.00
d) Promontorios	1.20

- Velocidad básica:

Es la velocidad que, a una altura de 10 mts., sobre el terreno, se presenta en el lugar de desplante de la estructura; - se define como:

$$V_B = V_R \times K$$

que en nuestro caso es:

$$V_B = 160 \times 0.80 = 128 \text{ km/hr.}$$

- Velocidad a la altura  $Z=24.75$  mts., sobre el terreno:

Como:  $10 < z < 275$  tenemos que:

$$V_z = V_B (z/10)^{\alpha}$$

que según lo que vimos anteriormente, tenemos que:

$$V_z = 128 (24.75/10)^{0.14} = 145.3 \text{ km/hr.}$$

- Velocidad de diseño:

Es la velocidad a partir de la cual se evalúan los efectos del viento en la estructura; se define como:

$$V_D = F_r \times V_z$$

que en nuestro caso se valúa como:

$$V_D = 1.0 \times 145.3 = 145.3 \text{ km/hr.}$$

- Factor de reducción de la atmósfera:

$$G = \frac{8 + h}{8 + 2h}$$

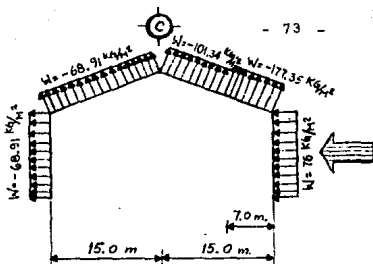
como nuestra estructura se encuentra a nivel del mar:  $\Rightarrow h=0$

$$\therefore G = \frac{8 + 0}{8 + 2(0)} = 1.0$$

Finalmente, sustituyendo valores en la ecuación (1), tenemos que:

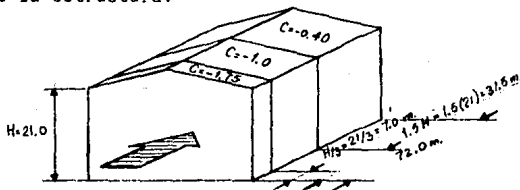
$$P = 0.0048(1)C (145.3)^2 = 101.3 C \dots (2)$$

De acuerdo a la figura 3.1, tenemos los siguientes valores de presiones y succiones por efecto del viento en el sentido normal de las generatrices mostrados a continuación.

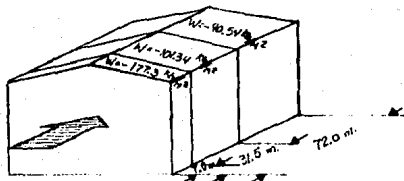


b) Viento paralelo a las generatrices:

También en base a las especificaciones del manual de la -- C.F.E. "Diseño por Viento", tenemos la siguiente distribución - del coeficiente de empuje (en este caso sólo succión), sobre los marcos de la estructura.



Sustituyendo los valores del coeficiente de empuje C indicados en la figura anterior en la ecuación (1), obtenemos las - siguientes succiones en la estructura:



### 3.2.2 CARGAS DEBIDAS A SISMO

Se define como una fuerza cortante horizontal que se presenta durante un movimiento telúrico y que actúa en la base de la estructura del edificio y su diseño se basa en la conservación de la estructura y la preservación de la vida humana.

La clasificación general del edificio está basada en las características que presenta el mismo y basándonos en el Manual de Diseño de Obras Civiles (diseño por sismo), tenemos la siguiente clasificación:

- Clasificación de las construcciones según su destino:

#### GRUPO B:

Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, bancos, restaurantes, casa para habitación privada, hoteles, edificios de apartamentos y oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m. y todas aquellas estructuras cuya falla por movimiento sísmico pueda poner en peligro otras estructuras de éste grupo o del grupo A.

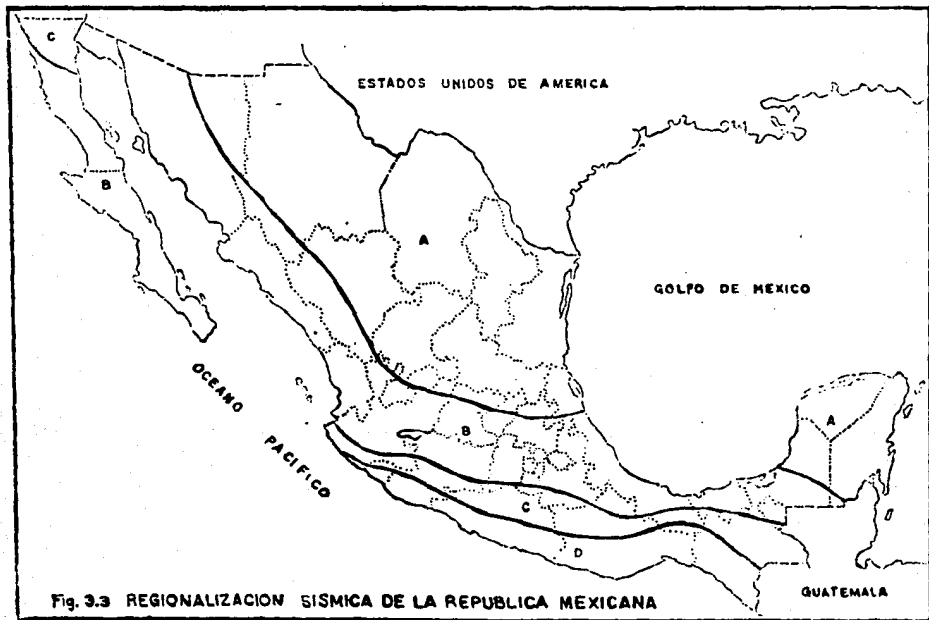
- Clasificación de las construcciones según su estructuración:

#### TIPO 1:

Dentro de este tipo se incluyen los edificios y naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes, en las que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por muros continuos, contraventados o nó, por diafragmas o muros, o por la combinación de diversos sistemas como los mencionados. Comprende también las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos o estructuras en que 50% o más de su masa se halle en el extremo superior y que tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis.

- Regionalización Sísmica de la República Mexicana:

Según la figura que se muestra a continuación, el edificio industrial en estudio se encuentra en la zona B, que abarca en su mayor parte el estado de Veracruz.



- Clasificación de terrenos de cimentación:

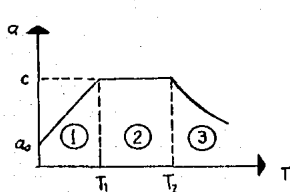
Debido a que se desconocen las características del terreno, el tipo al que pertenece es el III.

- Coeficiente Sísmico y Espectro de Diseño:

El coeficiente sísmico está en función del período de vibración de la estructura o de uno de sus modos, es el espectro de diseño de aceleraciones. A continuación se muestra la tabla de Espectro de Diseño.

Zona sísmica de la República	Tipo de suelo	C	$a_0$	$T_1$	$T_2$	T
A	I	0.08	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.12	0.045	0.55	2.0	2/3
	III	0.16	0.06	0.75	3.3	1
B	I	0.16	0.03	0.30	0.8	1/2
	II	0.20	0.045	0.50	2.0	2/3
	III	0.24	0.06	0.80	3.3	1
C	I	0.24	0.05	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.08	0.45	1.6	2/3
	III	0.36	0.10	0.60	2.9	1
D	I	0.48	0.09	0.15	0.55	1/2
	II	0.56	0.14	0.30	1.4	2/3
	III	0.64	0.18	0.45	2.7	1

TABLA 3.1 ESPECTROS DE DISEÑO



①  $0 < T < T_1$  ;  $a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_1} T$

②  $T_1 \leq T \leq T_2$  ;  $a = c$

③  $T > T_2$  ;  $a = c \left( \frac{T_2}{T} \right)^r$



En base a los puntos vistos anteriormente y a la tabla, tenemos los siguientes valores:

Coefficiente sísmico básico:  $c = 0.24$

Ordenada espectral para  $T = 0$ ,  $a_0 = 0.06$

Períodos Naturales:  $T_1 = 0.8$  y  $T_2 = 3.3$  seg.

Exponente adimensional:  $T = 1$

- Factor de Ductilidad:

CASO 3:

Estructuras tipo 1.- La resistencia a fuerzas laterales la proporcionan marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero, contraventeado o nó, o por muro de concreto que no cumplan en algún entrepiso lo especificado por los casos 1 y 2, o por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos y dals que satisfacen los requisitos establecidos en el inciso 3.3 del tomo III, o por columnas y traveses de concreto reforzado o de acero.

Caso	Factor de ductilidad $Q$
1	6.0
2	4.0
3	2.0
4	1.5
5	1.0

Según la tabla anterior, el factor de ductilidad en nuestro caso es :  $Q = 2.0$

### 3.3 COMBINACIONES DE CARGA PARA EL DISEÑO DE GRUAS VIAJERAS Y ESTRUCTURAS DE SOPORTE.

El diseño de miembros, materiales de conexión y sujetadores, se basará en cualquiera de los tres casos listados más adelante, que puedan gobernar. Los momentos y cortantes para cada tipo de carga se deben dar por separado (por ejemplo: carga viva, carga muerta, excentricidad de la grúa, empuje en la grúa,-

viento, etc.)

Los esfuerzos permisibles bajo la acción de cargas repetidas deberán basarse en los procedimientos cubiertos en la sección 5.7 del mismo A.I.S.E. con el número estimado de repeticiones de carga de acuerdo con la clasificación de edificios dada en la sección 1.4 del A.I.S.E. El fabricante designará un incremento en el número estimado de repeticiones de carga para cualquier sección de la estructura del edificio para el cual se garantiza, la carga de trabajo proyectado o los posibles cambios en el uso del edificio.

TABLA

AISC Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings - Section 1.7

Permissible Stress Range  
Permissible Range of Stress =  $F_{sr}$  ksi

Category (From Table B2) AISC Specification	Loading Condition 1 $F_{sr1}$	Loading Condition 2 $F_{sr2}$	Loading Condition 3 $F_{sr3}$	Loading Condition 4 $F_{sr4}$
A	60.0	36.0	24.0	24.0
B	45.0	27.5	18.0	16.0
C	32.0	19.0	13.0	10.0*
D	27.0	16.0	10.0	7.0
E	21.0	12.5	8.0	5.0
F	15.0	12.0	9.0	2.0

\* Flexural stress range of 12 ksi is permitted for transverse stiffener welds on girder webs or flanges.

CASO 1.

Este caso aplica a combinaciones de carga para elementos - diseñados para cargas repetidas. La variación de esfuerzos se - debe basar en una grúa (solamente en una fila) que incluya in-

pacto vertical total, efecto de excentricidad y el 50% de empuje lateral. El número de repeticiones de carga utilizados como base de diseño será de 500,000 a 2,000,000 (condición de carga 3), como se muestra en la tabla de la hoja anterior o sobre --- 2,000,000 (condición de carga 4), como haya sido determinado - por el fabricante para construcción clase A. Las construcciones clase B y C, se diseñarán para 100,000 (condición de carga 2) y 20,000 (condición de carga 1) respectivamente. Este caso no se aplica para construcciones de clase D. Los esfuerzos permisi--- bles deben estar de acuerdo con la tabla que se mostró anterior mente.

#### CASO 2.

Todas las cargas vivas y muertas, incluyendo cargas vivas- en techos, más el empuje lateral máximo de una grúa si es apli- cable, tracción longitudinal de una grúa, más todos los efectos de excentricidad y una de las siguientes cargas verticales de - la grúa:

- 1) Carga vertical de una grúa que incluya ~~impacto total~~ y
- 2) Carga vertical inducida por tantas grúas como puedan co- locarse, para afectar el miembro en consideración, sin incluir impacto.

Los esfuerzos permisibles se pueden utilizar sin reducción por fatiga. Este caso aplica a toda clase de edificaciones.

#### CASO 3.

Todas las cargas vivas y muertas que incluyan impacto de - una grúa más una de las siguientes:

- 1) Carga por viento, sin empuje lateral pero con una grúa- colocada de tal manera que produzca efectos de carga ver- tical máximos. (100% V + 0% E.L.)
- 2) 50% de la carga por viento con empuje lateral máximo y- efectos de carga vertical de una grúa. (50% V + 100% E.L.)
- 3) Viento total sin carga viva o carga muerta de la grúa (100% V).
- 4) Impacto del amortiguador en el extremo del riel (ocasio

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

nado por una grúa) (100% A.)

- 5) Efectos sísmicos que resulten de cargas muertas de todas las grúas puestas en cada fila, colocadas para efectos sísmicos máximos. Los esfuerzos permisibles se incrementan en un 33%. Este caso se aplica para toda clase de edificaciones.

#### CAPITULO 4

#### A N A L I S I S

En el capítulo 2 se vio lo relativo a la estructuración general "preliminar" que conforma al edificio industrial en estudio; dicha estructuración se predimensionó tomando en cuenta, principalmente, la ingeniería básica y la teoría vista para cada elemento estructural.

En este capítulo se estudiarán y analizarán todos los elementos que forman parte de la estructura general, o sea, desde el tipo de material del techo a emplearse en la cubierta, hasta el tipo de cimentación que requiere el edificio industrial.

En base a las secciones "preliminares" para cada uno de los elementos, tenemos que analizar cómo se comportan ante las acciones de carga a las que están expuestas (cargas gravitacionales y/o cargas accidentales).

Tomando en cuenta dichas solicitudes (vistas en el capítulo 3) se procede a hacer el análisis de todos los elementos estructurales del edificio industrial.

### 4.1 ANALISIS DE CUBIERTA

En este caso consideraremos que la armadura de techo forma parte de la cubierta y no del marco semifrío, ya que dicha armadura es la que soporta las cargas que actúan en la misma.

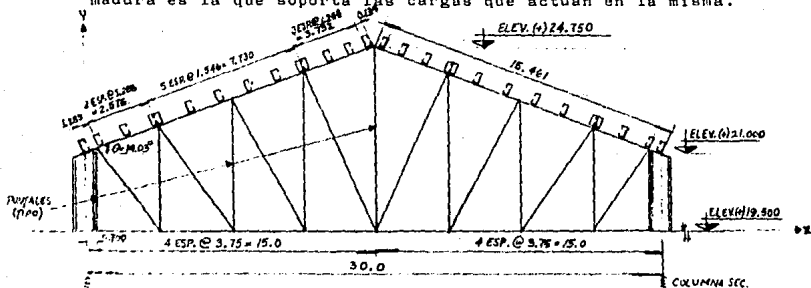
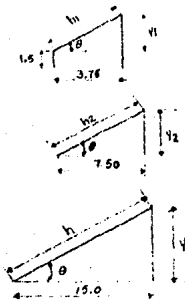


Fig. 4.1 Elevación Tipo de la Armadura de Techo

En los nodos donde no existen puntales, se colocarán 2 CPS monten, para que trabajen en esos puntos como tales.

- Obtención de distancias en cuerda sup. de la armadura de techo.



$$\begin{aligned} \text{COMO } \theta &= 14.03^\circ \\ \text{TAN } \theta &= \frac{y_1}{3.75} \Rightarrow y_1 = 3.75 \text{ TAN } \theta = 3.75 \text{ TAN } (14.03^\circ) \\ & y_1 = 0.9376 \text{ M.} \\ \therefore h_1 &= \sqrt{(y_1)^2 + (3.75)^2} = \sqrt{(0.9376)^2 + (3.75)^2} \\ h_1 &= 3.865 \text{ m.} \\ \text{TAN } \theta &= \frac{y_2}{7.50} \Rightarrow y_2 = 7.50 \text{ TAN } \theta = 7.50 \text{ TAN } (14.03^\circ) \\ & y_2 = 1.875 \text{ M.} \\ \therefore h_2 &= \sqrt{(y_2)^2 + (7.50)^2} = \sqrt{(1.875)^2 + (7.50)^2} \\ h_2 &= 7.730 \text{ M.} \\ \text{TAN } \theta &= \frac{y}{15.0} \Rightarrow y = 15.0 \text{ TAN } \theta = 15.0 \text{ TAN } (14.03^\circ) \\ & y = 3.750 \text{ M.} \\ \therefore h_3 &= \sqrt{(y)^2 + (15.0)^2} = \sqrt{(3.750)^2 + (15.0)^2} \\ h_3 &= 15.461 \text{ M.} \end{aligned}$$

### ANALISIS DE CARGAS ACTUANTES EN LA CUBIERTA

De acuerdo a lo visto en la sección 3.1, tenemos las siguientes solicitaciones:

#### a) CARGA MUERTA

Incluye:

##### Peso propio de techo

Para lámina galvanizada calibre #22, tenemos un

peso de  $W = \begin{cases} 8.24 \text{ kg/m}^2 & \text{(Perfil acanalado R-72)} \\ 7.83 \text{ kg/m}^2 & \text{(Perfil acanalado R-101)} \end{cases}$  Tomaré  $W = 8.0 \text{ kg/m}^2$

##### Peso de impermeabilizantes

Se considerará un peso de  $W = 5 \text{ kg/m}^2$

##### Peso propio de largueros

MT [ ] 10" (254)  $\Rightarrow W = 12.37 \text{ kg/m}$ . (Ref. AHMSA)

Long.: 72 mts.

Cantidad: 20 piezas  $\Rightarrow 12.37 \times 72 \times 20 = 17,813 \text{ kg}$ .

MT [ ] 10" (254)  $\Rightarrow W = 24.74 \text{ kg/m}$

Long.: 72 mts.

Cantidad: 4 piezas  $\Rightarrow 4 \times 72 \times 24.74 = 7,125 \text{ kg}$ .

$\Sigma P = 24,938 \text{ kg}$ .

Cálculo de la densidad de carga:

Considerando el área total en la que actúan los largueros, tenemos que:

$$A = 15.461 \times 72 \times 2 = 2227 \text{ m}^2$$

$$\therefore W = \frac{\Sigma P}{A} = \frac{24,938}{2227} = 11.2 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio de Armadura de Techo y Contraventeos:

Según predimensionamiento de los elementos que componen a la armadura, tenemos que:

Cuerda superior : 2  $\Gamma$  152 x 16  $\Rightarrow$  W=72.02 kg/m  
Cuerda inferior : 2  $\Gamma$  127 x 10  $\Rightarrow$  W=36.60 kg/m  
Montantes : 2  $\square$  102 x 6  $\Rightarrow$  W=19.64 kg/m  
Diagonales : 2  $\Gamma$  102 x 13  $\Rightarrow$  W=38.10 kg/m  
Diagonales : 2  $\Gamma$  102 x 6  $\Rightarrow$  W=19.64 kg/m

Long. Cuerda sup.=29.48 m  $\Rightarrow$  72.02x29.48 = 2123 kg.  
Long. Cuerda inf.=28.60 m  $\Rightarrow$  36.6 x28.60 = 1047 kg.  
Long. Montantes =30.525m  $\Rightarrow$  19.64x30.525= 600 kg.  
Long. Diagonales = 6.96 m  $\Rightarrow$  38.10x 6.96 = 266 kg.  
Long. Diagonales =30.465m  $\Rightarrow$  19.6 x30.465= 600 kg.

$$\Sigma = 4,636 \text{ kg.}$$

Cantidad: 9 piezas

Peso total de armaduras es:

$$\Sigma = 9 \times 4,636 = 41,724 \text{ kg.}$$

Al peso total de la armadura se le tendrá que agregar el peso propio de contraventeos en cuerda superior e inferior, así como los contraventeos de los puntales en los ejes longitudinales y linternillas.

Contraventeos cuerda superior:

Tomando los localizados entre ejes ① y ⑨, tenemos:

$$2 \Gamma 102 \times 102 \Rightarrow W = 19.64 \text{ kg/m}$$

$$\text{Long.} = [(7.5)^2 + (9.0)^2]^{1/2} = 11.715 \text{ m}$$

$$\text{Cantidad: } 56 \text{ piezas} \Rightarrow 19.64 \times 11.715 \times 56 = 12,884 \text{ kg.}$$

Contraventeos cuerda inferior:

Tomando también los localizados entre ejes ① y ⑨, tenemos:

$$2 \Gamma 102 \times 102 \Rightarrow W = 19.64 \text{ kg/m}$$

$$\text{Long.} = [(7.5)^2 + (9.0)^2]^{1/2} = 11.715 \text{ m}$$



Cantidad: 32 piezas  $\Rightarrow$   $19.64 \times 11.715 \times 32 = 7,362 \text{ kg}$   
Puntal ST-1: Puntales en ejes ① y ②: (De elev. + 19.500 a elev. + 21.000) y + ejes ③ y ④:

Horizontales: 2  $\perp$  76 x 76 x 6  $\Rightarrow$   $W=14.58 \text{ kg/m}$   
Long. = 9.0 m

Cantidad: 32 pzas.  $\Rightarrow$   $14.58 \times 9 \times 32 = 4,200 \text{ kg}$   
Verticales: 2  $\square$  76 x 76  $\Rightarrow$   $W=14.58 \text{ kg/m}$   
Long. = 1.5 m

Cantidad: 98 pzas.  $\Rightarrow$   $14.58 \times 1.5 \times 98 = 2,144 \text{ kg}$

Diagonales: 2  $\square$  76 x 76  $\Rightarrow$   $W=14.58 \text{ kg/m}$

Long.  $[(1.5)^2 + (1.5)^2]^{1/2} = 2.121 \text{ m}$

Cantidad= 108 pzas.  $\Rightarrow$   $14.58 \times 2.121 \times 108 = 3,340 \text{ kg}$

Puntal ST-3: Puntal en eje central: (De elev. + 19.500 a elev. + 21.000) y + ejes ① y ②

Horizontales: 2  $\perp$  76 x 76  $\Rightarrow$   $W=14.58 \text{ kg/m}$   
Long. 9.0 m

Cantidad: 16 pzas.  $\Rightarrow$   $14.58 \times 9 \times 16 = 2,100 \text{ kg}$

Diagonales: 2  $\square$  76 x 76  $\Rightarrow$   $W=14.58 \text{ kg/m}$

Long.  $[(4.5)^2 + (5.18)^2]^{1/2} = 6.862 \text{ m}$

Cantidad: 18 pzas  $\Rightarrow$   $14.58 \times 6.862 \times 18 = 1,802 \text{ kg}$

Verticales: 2  $\square$  76 x 76  $\Rightarrow$   $W=14.58 \text{ kg/m}$   
Long.: 5.18 m

Cantidad: 17 pzas.  $\Rightarrow$   $14.58 \times 5.18 \times 17 = 1,284 \text{ kg}$

Puntal ST-2: Puntales entre ejes ① y central, y ② y Central (+ ejes ③ y ④)

Horizontales: 2  $\perp$  76 x 76  $\Rightarrow$   $W=14.58 \text{ kg/m}$   
Long.: 9.0 m

Cantidad: 36 pzas.  $\Rightarrow$   $14.58 \times 9 \times 36 = 4,724 \text{ kg}$

Verticales: 2  $\square$  76 x 76  $\Rightarrow$   $W=14.58 \text{ kg/m}$   
Long.: 4.3125 m

Cantidad: 66 pzas.  $\Rightarrow$   $14.58 \times 4.3125 \times 66 = 4,150 \text{ kg}$

Diagonales: 2  $\square$  76 x 76  $\Rightarrow$   $W=14.58 \text{ kg/m}$

Long.  $[(1.5)^2 + (2.25)^2]^{1/2} = 2.704 \text{ m}$

Cantidad: 72 pzas.  $\Rightarrow$   $14.58 \times (2.704) \times 72 = 2,840 \text{ kg}$

Tirantes de cubierta (contraflambeos) entre ejes ① y ②, y ③ y ④.

Redondo  $\emptyset = 16 \Rightarrow$   $W=1.55 \text{ kg/m}$

Long.: 15.331m

Cantidad: 32 pzas.  $\Rightarrow$   $1.55 \times 15.331 \times 32 =$  761 kg

Linternilla para ventilación de la nave:

TPR 76 x 76  $\Rightarrow$  W=6.7 kg/m

Long. 1.493m

Cantidad: 6 pzas.  $\Rightarrow$   $6.7 \times 1.493 \times 6 =$  60 kg

Long.: 1.610 m

Cantidad: 6 pzas.  $\Rightarrow$   $6.7 \times 1.610 \times 6 =$  65 kg

TPR 38 x 38 x 4  $\Rightarrow$  W=3.35 kg/m

Long. 1.22m

Cantidad: 6 pzas.  $\Rightarrow$   $3.35 \times 1.22 \times 6 =$  25 kg

TPR 38 x 38 x 2.8  $\Rightarrow$  W=3.35 kg/m

Long.: 2.424m

Cantidad: 6 pzas.  $\Rightarrow$   $3.35 \times 2.424 \times 6 =$  49 kg

Long. 1.05m

Cantidad: 6 pzas.  $\Rightarrow$   $3.35 \times 1.05 \times 6 =$  21 kg

Long.: 1.255m

Cantidad: 6 pzas.  $\Rightarrow$   $3.35 \times 1.255 \times 6 =$  25 kg

Long. 2.0m

Cantidad: 3 pzas.  $\Rightarrow$   $3.35 \times 2 \times 3 =$  20 kg

Long. 3m

Cantidad: 4 pzas.  $\Rightarrow$   $3.35 \times 3 \times 4 =$  40 kg

Long. 1.610m

Cantidad: 4 pzas.  $\Rightarrow$   $3.35 \times 1.610 \times 4 =$  22 kg

$\Sigma =$  327 kg

Número de linternillas en la cubierta: 9

Peso total = 327 x 9 = 2943 kg

Resumiendo:

Armaduras: 41,724 kg

Contraventeo:

cuerda sup. 12,884 kg

cuerda inf. 7,362 kg

Puntales: 27,108 kg

Tirantes (contra  
flameos) 761 kg

Linternillas: 2,943 kg

$$\sum = 92,782 \text{ kg}$$

Densidad de carga:

$$W = \frac{92,782}{15.461 \times 72 \times 2} = 41.67 \text{ kg/m}^2$$

Accesorios: Como puede ser estructuras que cuelgan de la cubierta, como lámparas, etc., o que van sobre la misma, como impermeabilizantes.

Finalmente:

Lámina Imperm. Largueros Arm. y Cont. Accs.

$$\text{C.M.} = 8.0 + 5 + 11.2 + 41.670 + 5 = 70.87 \text{ kg/m}^2$$

Por CARGA MUERTA SE TOMARA UNA DENSIDAD DE CARGA TOTAL DE:

$$W = 70.0 \text{ kg/m}^2$$

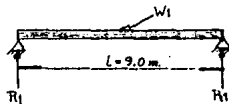
OBTENCION DE DESCARGAS POR CARGA MUERTA EN ARMADURAS DE TECHO.

Como se analizó anteriormente, por carga muerta se tiene una densidad de carga de  $W = 70 \text{ kg/m}^2$ ; según la estructuración que presenta este edificio industrial, se considerarán los siguientes anchos tributarios para c/u larguero.

$$b_1 = \frac{1.288}{2} + \frac{1.289}{2} = 1.2885 \text{ m.}$$

$$W_1 = W \times b_1 = 70 (1.2885) = 90.195 \text{ kg/m}$$

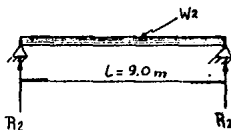
Resolviendo el larguero apoyado @ 9m en c/u armadura, tenemos que:



$$R_1 = \frac{W_1 L}{2} = \frac{90 \cdot 195(9)}{2} = 406 \text{ kg} \approx P_1 \text{ (Acción del larguero sobre la armadura en los nodos correspondientes)}$$

$$b_2 = \frac{1 \cdot 288}{2} + \frac{1 \cdot 546}{2} = 1.417 \text{ m}$$

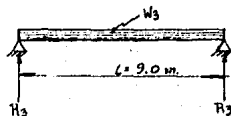
$$W_2 = W \cdot b_2 = 70(1.417) = 99.19 \text{ kg/m}$$



$$R_2 = \frac{W_2 L}{2} = \frac{99.19(9)}{2} = 446 \text{ kg} \approx P_2$$

$$b_3 = \frac{1 \cdot 546}{2} + \frac{1 \cdot 546}{2} = 1.546 \text{ m}$$

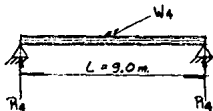
$$W_3 = W \cdot b_3 = 70(1.546) = 108.22 \text{ kg/m}$$



$$R_3 = \frac{W_3 L}{2} = \frac{108.22(9)}{2} = 487 \text{ kg} \approx P_3$$

$$b_4 = \frac{1.546}{2} + \frac{1.244}{2} = 1.395 \text{ m}$$

$$W_4 = W b_4 = 70(1.395) = 97.65 \text{ kg/m}$$

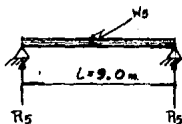


$$R_4 = \frac{W_4 L}{2} = \frac{97.65(9)}{2} = 439 \text{ kg} \approx P_4$$

$$b_5 = \frac{1.244}{2} + \frac{1.244}{2} = 1.244 \text{ m}$$

$$W_5 = W b_5 = 70(1.244) = 87.08 \text{ kg/m}$$

$$R_5 = \frac{W_5 L}{2} = \frac{87.08(9)}{2} = 392 \text{ kg} \approx P_5$$



#### b) CARGA VIVA

Según el A.I.S.E. (Reporte técnico No. 13), en la sección de Cargas y Fuerzas (pág. 16), la carga viva uniformemente repartida en el techo es de  $100 \text{ kg/m}^2$ , pero considerando la acción de nieve sobre la cubierta, que para nuestro caso, por la localización del Edificio Industrial, no se consideró como tal, por lo que, según el Reglamento de Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras (Instituto de Ingeniería, No. 400),-

en la Tabla de Cargas Vivas Unitarias de Diseño (pág. 27), en el punto VIII.- Cubiertas y azoteas con pendiente mayor al 20% (que es nuestro caso, ya que  $\theta=14.03^\circ$ ), la carga viva vale  $30 \text{ kg/m}^2$ .

POR CARGA VIVA SE CONSIDERARA UNA DENSIDAD DE CARGA DE

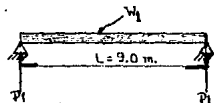
$$w_v = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$b_1 = \frac{(1.289 + 1.288)}{2} = 1.9325 \text{ m}$$

$$w_1 = 30(1.9325) = 58.0 \text{ kg/m}$$

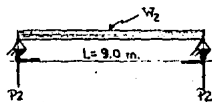
$$P_1 = \frac{wL}{2} = \frac{58(9)}{2} = 261 \text{ kg (Nodos (1) y (16))}$$



$$b_2 = 1.938 + 1.9325 = 3.2205$$

$$w_2 = 30(3.2205) = 96.61 \text{ kg/m}$$

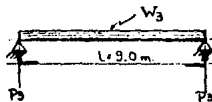
$$P_2 = \frac{wL}{2} = \frac{96.61(9)}{2} = 435 \text{ kg (nodos (3) y (15))}$$



$$b_3 = (1.9325) + (1.9325) = 3.8655 \text{ m}$$

$$w_3 = 30(3.8655) = 115.97 \text{ kg/m}$$

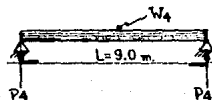
$$P_3 = \frac{wL}{2} = \frac{115.97(9)}{2} = 522 \text{ kg (Nodos (5) y (15))}$$



$$b_4 = (1.9325) + (1.9325) = 3.8655 \text{ m}$$

$$w_4 = 30(3.8655) = 115.97 \text{ kg/m}$$

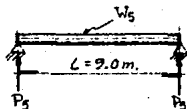
$$P_4 = \frac{wL}{2} = \frac{115.97(9)}{2} = 522 \text{ kg (Nodos (7) y (11))}$$



$$b_5 = \frac{3.732 + 0.133}{2} \times 2 = 3.865 \text{ m}$$

$$W_5 = 30(3.665) = 115.97 \text{ kg/m}$$

$$P_5 = \frac{W_5 L}{2} = \frac{115.97(9)}{2} = 522 \text{ kg (Nodo (9))}$$



C). - DESCARGAS PRODUCIDAS POR VTO+X (VTO PERPENDICULAR A LAS GENERATRICES EN ARMADURA DE TECHO (SUCCION)).

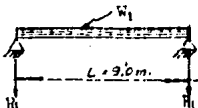
Determinación de anchos tributarios de carga en los largue-ros:

- Superficie de Sotavento ( $W = 68.91 \text{ kg/m}^2$ )

$$b_1 = \frac{1.289}{2} + \frac{2.576}{2} = 1.9325 \text{ m} \Rightarrow W_1 = b_1 \times W = 1.9325 (68.91) = 133.16 \text{ kg/m}$$

$$R_1 = \frac{W_1 L}{2} = \frac{133.16(9)}{2} = 600 \text{ kg} \approx P_1$$

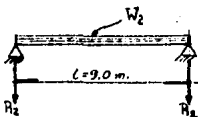
Acción en Nodo (1) =  $P_1$



$$b_2 = \frac{2.576}{2} + \frac{3.865}{2} = 3.2205 \Rightarrow W_2 = b_2 \times W = 3.2205 (68.91) = 221.92 \text{ kg/m}$$

$$R_2 = \frac{W_2 L}{2} = \frac{221.92(9)}{2} = 1000 \text{ kg} \approx P_2$$

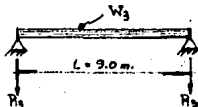
Acción en nodo (3) =  $P_2$



$$b_3 = \frac{3.865}{2} + \frac{3.866}{2} = 3.8655 \Rightarrow W_3 = b_3 \times W = 3.8655 (68.91) = 266.37 \text{ kg/m}$$

$$R_3 = \frac{W_3 L}{2} = \frac{266.37(9)}{2} = 1200 \text{ kg} \approx P_3$$

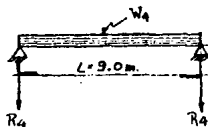
Acción en Nodo (5) =  $P_3$



$$b_4 = \frac{3.866}{2} + \frac{3.865}{2} = 3.8655 \text{ m} \Rightarrow W_4 = b_4 \times W = 3.8655(68.91) = 266.37 \text{ kg/m}$$

$$R_4 = \frac{W_4 L}{2} = \frac{266.37(9)}{2} = 1200 \text{ kg} \approx P_4$$

Acción en Nodo (7) =  $P_4$

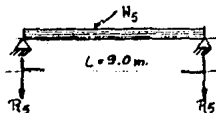


- Superficie de Barlovento (Zona de barlovento)  $\Rightarrow W = 177.35 \text{ kg/m}^2$ ;

$$b_5 = 1.9325 \text{ m} \Rightarrow W_5 = b_5 \times W = 1.9325(177.35) = 342.72 \text{ kg/m}$$

$$R_5 = \frac{W_5 \times L}{2} = \frac{342.72(9)}{2} = 1550 \text{ kg} \approx P_5$$

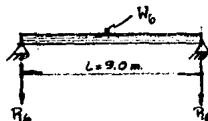
Acción en Nodo (16) =  $P_5$



$$b_6 = 3.2205 \text{ m} \Rightarrow W_6 = b_6 \times W = 3.2205(177.35) = 571.15 \text{ kg/m}$$

$$R_6 = \frac{W_6 L}{2} = \frac{571.15(9)}{2} = 2570 \text{ kg} \approx P_6$$

Acción en Nodo (15) =  $P_6$

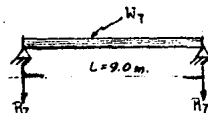


- Superficie de Barlovento (Zona de barlovento) y Superficie de Barlovento (Zona central)

$$W_7 = \frac{3.865}{2} \times 177.35 + \frac{3.866}{2} \times 101.34 = 538.6 \text{ kg/m}$$

$$R_7 = \frac{W_7 L}{2} = \frac{538.6(9)}{2} = 2425 \text{ kg} \approx P_7$$

Acción en Nodo (13) =  $P_7$

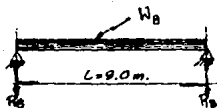


$$b_8 = 3.8655 \text{ m} \Rightarrow W_8 = b_8 \times W = 3.8655(101.34) = 391.72 \text{ kg/m}$$



$$R_8 = \frac{W_8 L}{2} = \frac{391.72(9)}{2} = 1770 \text{ kg} \approx P_8$$

Acción en Nodo (11) =  $P_8$

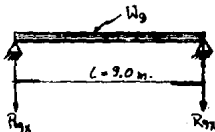


- Superficie de Sotavento y Superficie de Barlovento (Zona central). En-sentido X:

$$W_9 = - \frac{3.865}{2} \times 68.91 + \frac{3.865}{2} \times 101.34 = 62.67 \text{ kg/m}$$

$$R_9 = \frac{W_9 L}{2} = \frac{62.67(9)}{2} = 285 \text{ kg} \approx P_9$$

Acción en Nodo (9) =  $P_9$   
(sentido X)

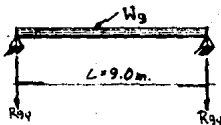


En Sentido Y:

$$W_0 = \frac{3.865}{2} \times 68.91 + \frac{3.865}{2} \times 101.34 = 329.0 \text{ kg/m}$$

$$R_0 = \frac{329.0(9)}{2} = 1480. \text{ kg} \Rightarrow P_0$$

(Sentido Y)



ACCIONES EN NODOS: (VTO PERP. A LAS GENERATRICES)

Nodo (1)

$$P_y = 600 \text{ Cos } \theta = 582 \text{ kg} \quad \uparrow$$

$$P_x = 600 \text{ Sen } \theta = 146 \text{ kg} \quad \leftarrow$$

Nodo (3)

$$P_y = 1000 \text{ Cos } \theta = 970 \text{ kg} \quad \uparrow$$

$$P_x = 1000 \text{ Sen } \theta = 243 \text{ kg} \quad \leftarrow$$

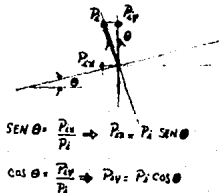
Nodo (5)

$$P_y = 1200 \text{ Cos } \theta = 1164 \text{ kg} \quad \uparrow$$

$$P_x = 1200 \text{ Sen } \theta = 291 \text{ kg} \quad \leftarrow$$

Nodo (7)

$$P_y = 1200 \text{ Cos } \theta = 1164 \text{ kg} \quad \uparrow$$

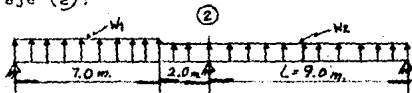


	$P_x = 1200 \text{ Sen } \theta = 291 \text{ kg}$	←
Nodo (9)	$P_y = 1480 \text{ Cos } \theta = 1436 \text{ kg}$	↑
	$P_x = 285 \text{ Sen } \theta = 69 \text{ kg}$	→
Nodo (11)	$P_y = 1770 \text{ Cos } \theta = 1717 \text{ kg}$	↑
	$P_x = 1770 \text{ Sen } \theta = 429 \text{ kg}$	→
Nodo (13)	$P_y = 2425 \text{ Cos } \theta = 2353 \text{ kg}$	↑
	$P_x = 2425 \text{ Sen } \theta = 588 \text{ kg}$	→
Nodo (15)	$P_y = 2570 \text{ Cos } \theta = 2493 \text{ kg}$	↑
	$P_x = 2570 \text{ Sen } \theta = 623 \text{ kg}$	→
Nodo (16)	$P_y = 1550 \text{ Cos } \theta = 1504 \text{ kg}$	↑
	$P_x = 1550 \text{ Sen } \theta = 376 \text{ kg}$	→

d).- DESCARGAS PRODUCIDAS POR VTO PARALELO A LAS GENERATRICES EN ARMADURA DE TECHO (Succión).

- Determinación de carga W más desfavorable.

Tomando el ancho tributario más desfavorable para la armadura del eje (2):



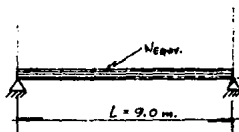
$$W_1 = 177.35 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad W_2 = 101.34 \text{ kg/m}^2$$

% de cargas:

$$\text{Para } W_1 = \frac{2.5}{9} = 0.2778$$

$$\text{Para } W_2 = \frac{6.5}{9} = 0.7222$$

$$W_{\text{equiv}} = 0.2778(177.35) + 0.7222(101.34) = 122.5 \text{ kg/m}^2$$

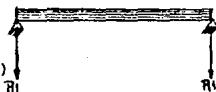


- Cálculo de Cargas Puntuales sobre armadura de techo:

$$b_1 = 1.9325\text{m} \Rightarrow W_1 = b_1 \times W_{\text{estruct}} = 1.9325(122.5) = 236.6 \text{ kg/m}$$

$$R_1 = \frac{W_1 L}{2} = 1065 \text{ kg} \approx P_1$$

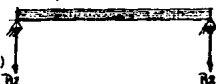
Carga en Nodos (1) y (16)



$$b_2 = 3.2205\text{m} \Rightarrow W_2 = 3.2205(122.5) = 394.5 \text{ kg/m}$$

$$R_2 = \frac{W_2 L}{2} = 1775 \text{ kg} \approx P_2$$

Carga en Nodos (3) y (15)



$$b_3 = 3.8655\text{m} \Rightarrow W_3 = 3.8655(122.5) = 473.52 \text{ kg/m}$$

$$R_3 = \frac{W_3 L}{2} = 2131 \text{ kg} \approx P_3$$

Carga en Nodos (5), (7), (11) y (13)



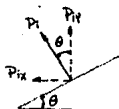
$$b_4 = 3.865\text{m} \Rightarrow W_4 = 3.865(122.5) = 473.46 \text{ kg/m}$$

$$R_4 = \frac{W_4 L}{2} = \frac{473.46(9)}{2} = 2131 \text{ kg} \approx P_4$$

Carga en Nodo (9)



Acciones en  
cuerda sup. de  
armadura de  
techo



En sentido X- el valor de carga  
es cero, (ya que se equilibra  
el valor).

$$\cos \theta = \frac{P_{iy}}{P_i} = P_{iy} = P_i \cos \theta$$

$$\sin \theta = \frac{P_{ix}}{P_i} = P_{ix} = P_i \sin \theta$$

$$\theta = 14.036243^\circ$$

Nodos (1) y (16)

$$P_y = 1065 \cos \theta = 1033 \text{ kg}$$

$$P_x = 1065 \sin \theta = 258 \text{ kg}$$

Nodos (3) y (15)

$$P_y = 1775 \cos \theta = 1722 \text{ kg}$$

$$P_x = 1775 \sin \theta = 431 \text{ kg}$$

Nodos (5), (7), (11) y (13)

$$P_y = 2131 \cos \theta = 2058 \text{ kg}$$

$$P_x = 2131 \sin \theta = 517 \text{ kg}$$

Nodo (9)

$$P_y = 2131 \cos \theta = 2058$$

$$P_x = 0$$

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN A LA ARMADURA  
DE TECHO DE LA NAVE INDUSTRIAL.

(AISC-Pág. 1-72)

Cuerda superior: 2  $\Gamma$  152.4x152.4x16x72 kg/m (BARRAS: 10 A 17)

$$\text{Area} = 14.2 \text{ in}^2 \approx 0.0091613 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 48.3 \text{ in}^4 \approx 0.0000201 \text{ m}^4$$

$$S_{x-x} = 11.3 \text{ in}^3 \approx 0.0001852 \text{ m}^3$$

$$r_{x-x} = 1.84 \text{ in} \approx 0.046736 \text{ m}$$

$$Y = 1.73 \text{ in} \approx 0.043942 \text{ m}$$

Cuerda inferior: 2  $\perp$  127x127x9.5x30.6 kg/m (Barras: 18 a 25)

$$\text{Area} = 7.22 \text{ in}^2 \approx 0.0046581 \text{ m}^2$$

$$\text{Ix-x} = 17.5 \text{ in}^4 \approx 0.0000073 \text{ m}^4$$

$$\text{Sx-x} = 4.84 \text{ in}^3 \approx 0.000079 \text{ m}^3$$

$$\text{Yx-x} = 1.56 \text{ in} \approx 0.039624 \text{ m}$$

$$\text{Y} = 1.39 \text{ in} \approx 0.035306 \text{ m}$$

(AHMSA - Pág.80)

Montantes: 2  $\square$  102x102x6x19.64 kg/m (Barras: 1 a 9)

$$\text{Area} = 0.0025 \text{ m}^2$$

$$\text{Ix-x} = \text{Iy-y} = 0.0000038 \text{ m}^4$$

$$\text{Sx-x} = \text{Sy-y} = 0.0000755 \text{ m}^3$$

$$\text{Yx-x} = \text{Yy-y} = 0.0391 \text{ m}$$

(AISC - Pág. 1-72)

Diagonales: 2  $\nabla$  102x102x13x38.10 kg/m (Barras: 26 y 33)

$$\text{Area} = 7.50 \text{ in}^2 \approx 0.0048387 \text{ m}^2$$

$$\text{Ix-x} = 11.1 \text{ in}^4 \approx 0.00000462 \text{ m}^4$$

$$\text{Sx-x} = 3.95 \text{ in}^3 \approx 0.0000647 \text{ m}^3$$

$$\text{Yx-x} = 1.22 \text{ in} \approx 0.030908 \text{ m}$$

Diagonales: 2  $\nabla$  102x102x6x19 kg/m (Barras: 27 a 32)

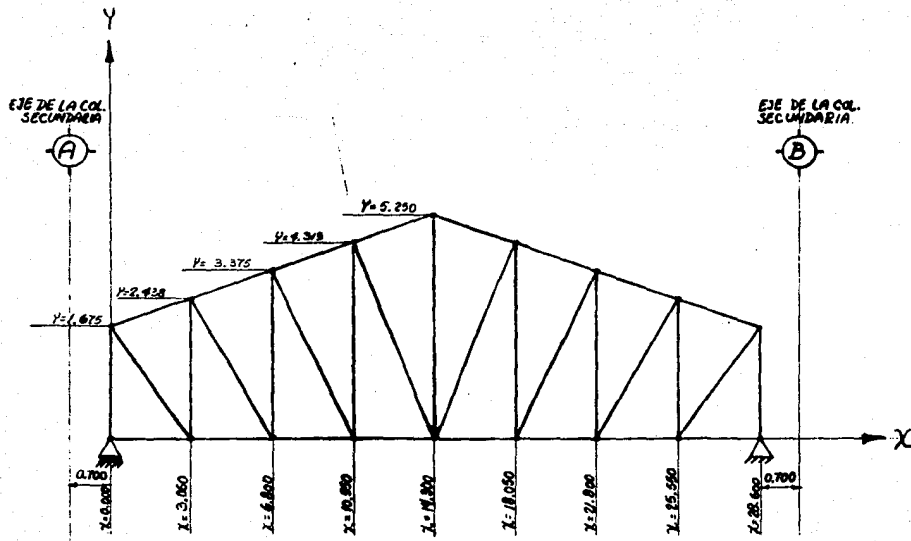
$$\text{Area} = 3.88 \text{ in}^2 \approx 0.0025072 \text{ m}^2$$

$$\text{Ix-x} = 6.08 \text{ in}^4 \approx 0.00000253 \text{ m}^4$$

$$\text{Sx-x} = 2.09 \text{ in}^3 \approx 0.0000342 \text{ m}^3$$

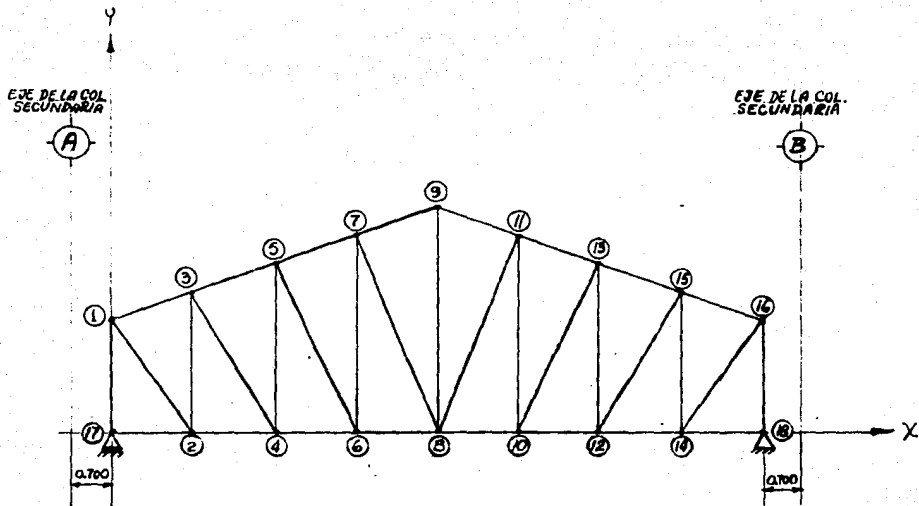
$$\text{Yx-x} = 1.25 \text{ in} \approx 0.03175 \text{ m}$$

A continuación se muestran todos los datos necesarios para poder llevar a cabo el análisis de la armadura de techo, - tomando en cuenta las descargas vistas anteriormente.



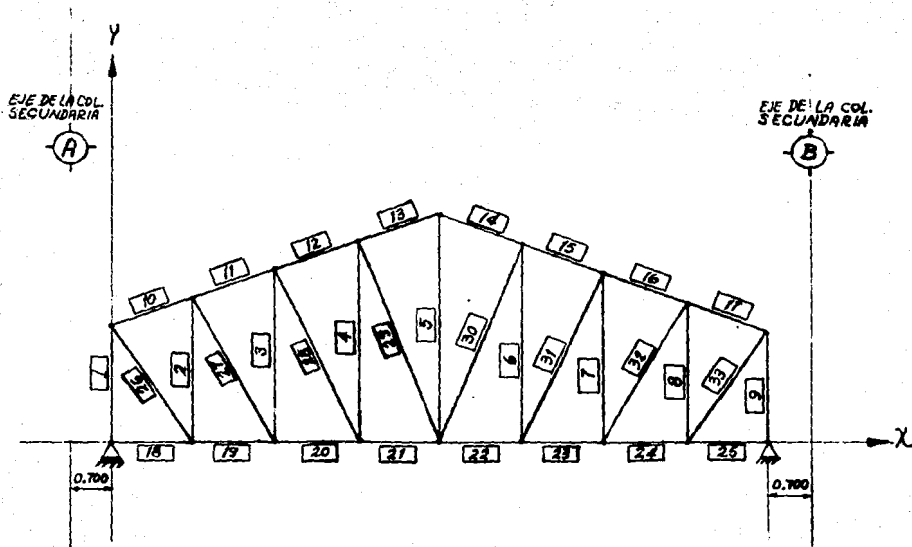
COORDENADAS EN ARMADURA DE TECHO

CO746 847 413.



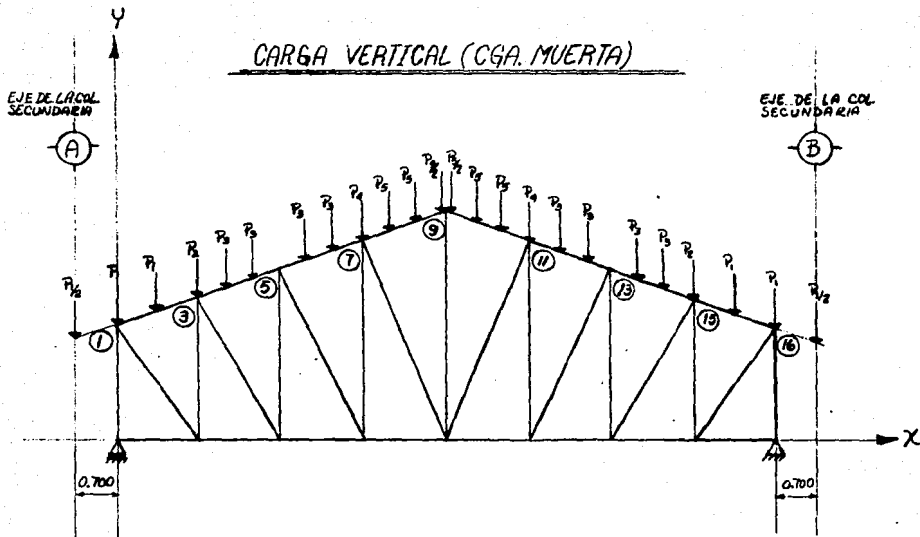
NODOS EN ARMADURA DE TECHO





BARRAS EN ARMADURA DE TECHO

## CARGA VERTICAL (CGA. MUERTA)



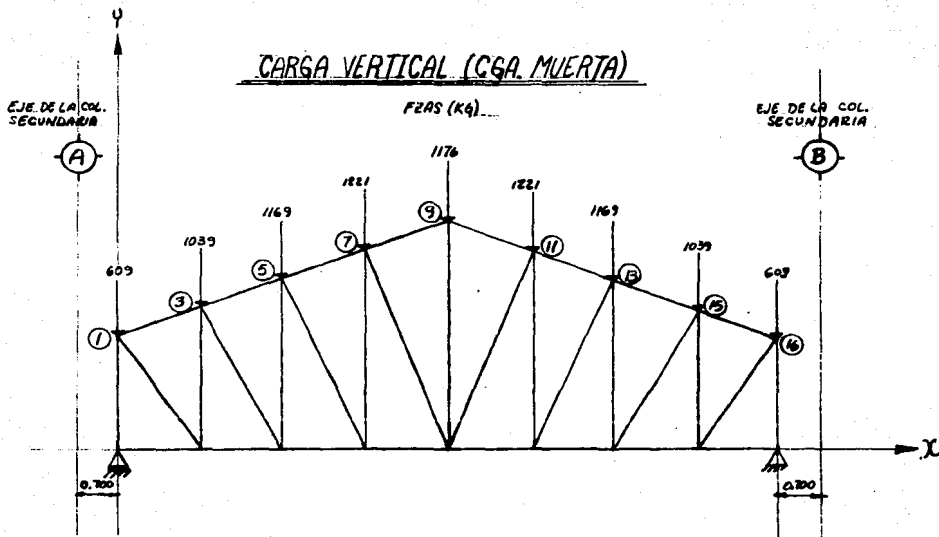
NODOS ① Y ⑯:  
 $P_{1Y} = P_1 + P_{12} = 1.5P$

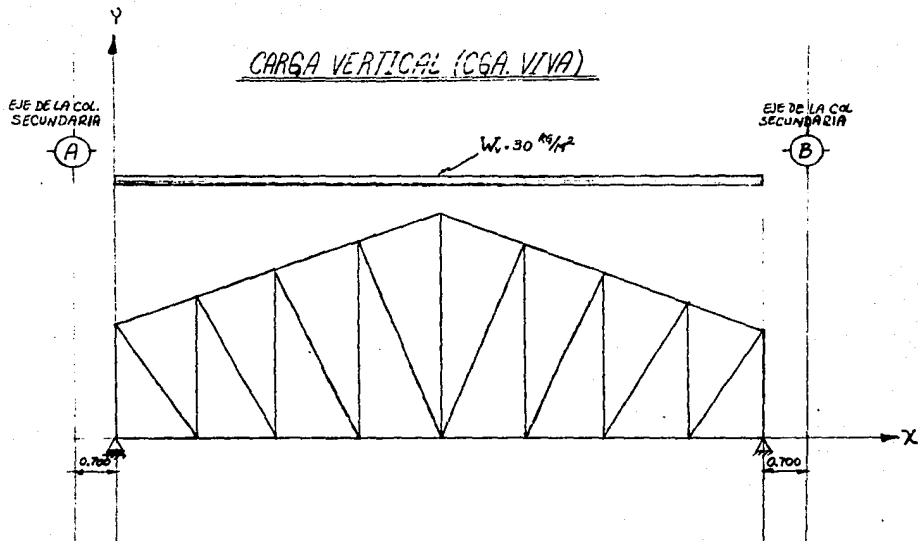
NODOS ③ Y ⑮:  
 $P_{3Y} = P_2 + P_{1/2} + \frac{4}{5}P_3$

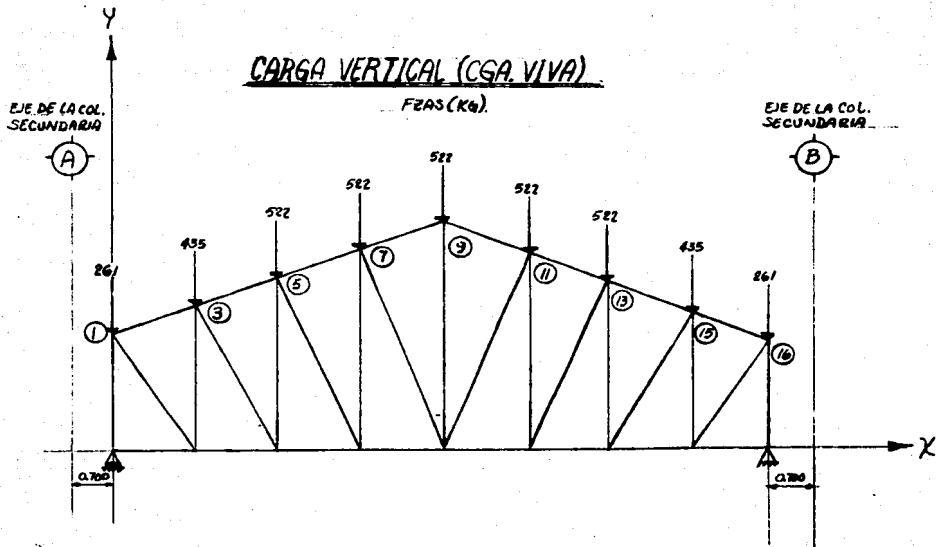
NODOS ⑤ Y ⑬:  
 $P_{5Y} = \frac{9}{5}P_3 + \frac{6}{5}P_4 = 1.2P_3$

NODOS ⑦ Y ⑪:  
 $P_{7Y} = \frac{4}{5}P_3 + P_6 + P_7$

NODO ⑨:  
 $P_{9Y} = \left(\frac{P_3}{2}\right) 2 + 2P_8 = 3P_8$







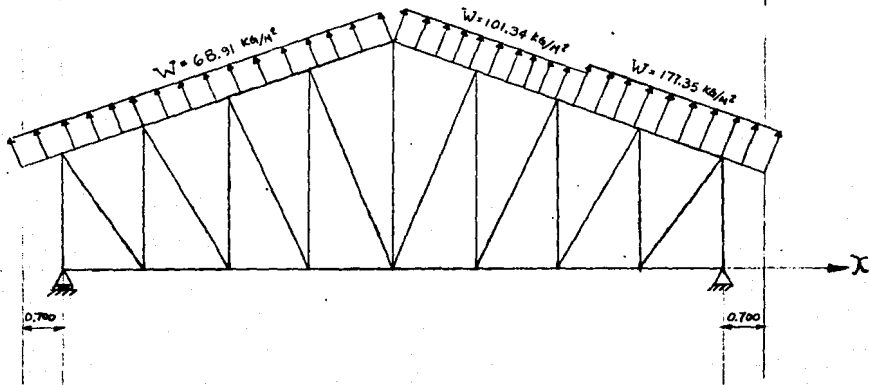
CARGA LATERAL (VTO. PERPENDICULAR A LAS GENERATRICES)

VTO-X (SUCCION)

EJE DE LA COL.  
SECUNDARIA



EJE DE LA COL.  
SECUNDARIA



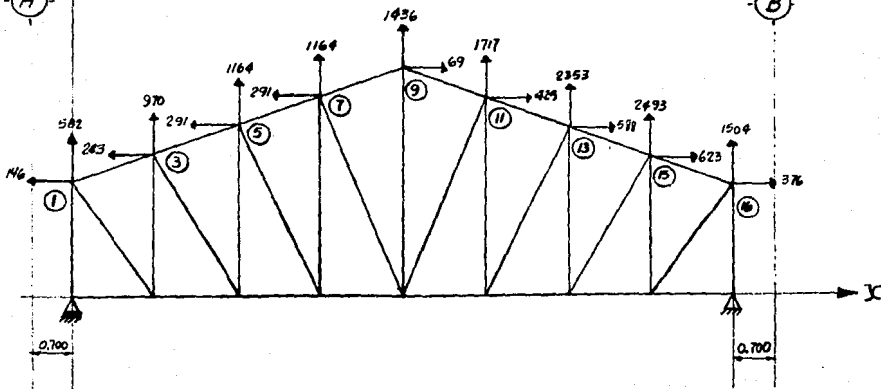
EJE DE LA COL.  
SECUNDARIA

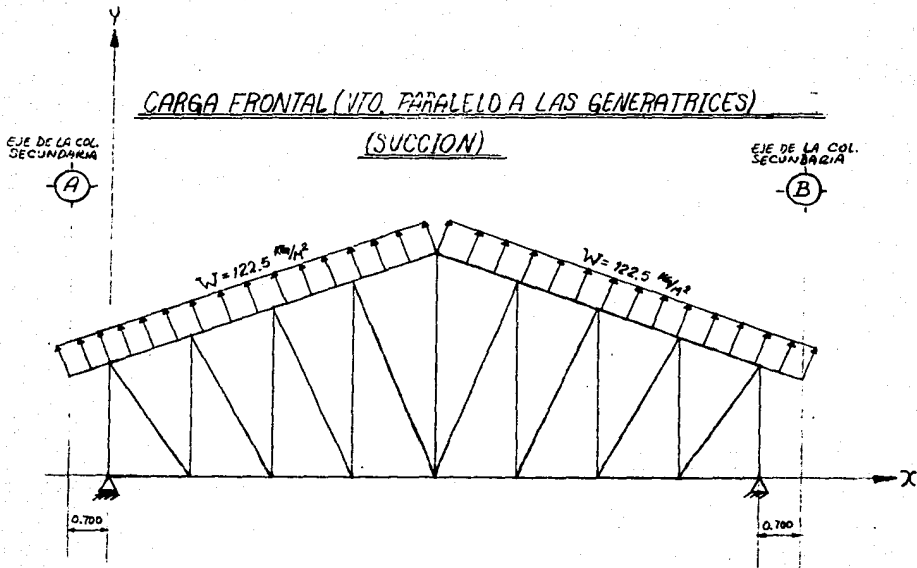


VTO-X (SUCCION)

FZAS. (KG)

EJE DE LA COL.  
SECUNDARIA







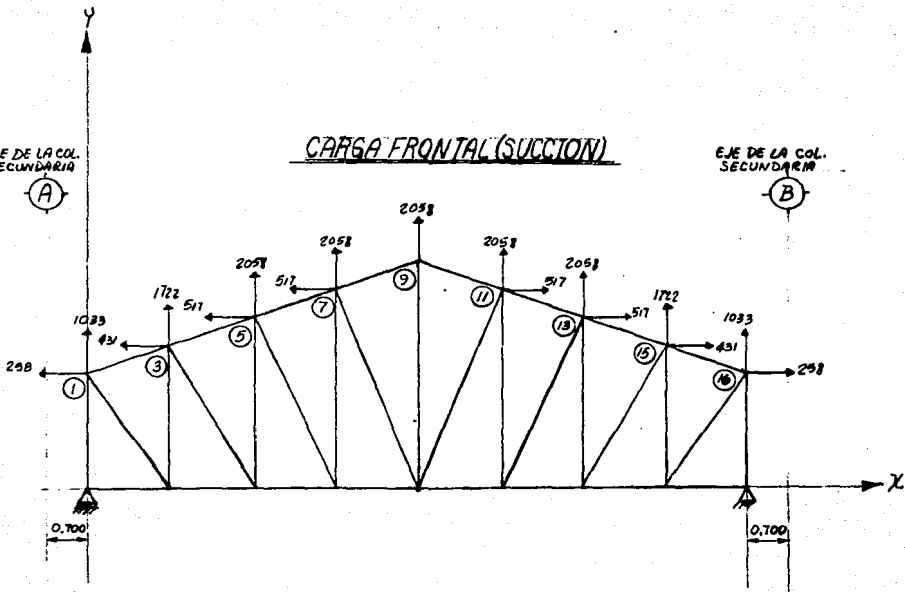
EJE DE LA COL.  
SECUNDARIA

(A)

CARGA FRONTAL (SUCCION)

EJE DE LA COL.  
SECUNDARIA

(B)



APUNTA TESIS PROFESIONAL 1988

11	NUMERO DE NUDOS	17
12	NUMERO DE APDOES	1
13	NUMERO DE BARRAS	33
14	NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA INDEPENDIENTES	4
15	NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA DEPENDIENTES	5

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES  
BARRA

16	1	0.2504E+02
17	2	0.2504E+02
18	3	0.2504E+02
19	4	0.2504E+02
20	5	0.2504E+02
21	6	0.2504E+02
22	7	0.2504E+02
23	8	0.2504E+02
24	9	0.2504E+02
25	10	0.4174E+02
26	11	0.4174E+02
27	12	0.4174E+02
28	13	0.4174E+02
29	14	0.4174E+02
30	15	0.4174E+02
31	16	0.4174E+02
32	17	0.4174E+02
33	18	0.4658E+02
34	19	0.4658E+02
35	20	0.4658E+02
36	21	0.4658E+02
37	22	0.4658E+02
38	23	0.4658E+02
39	24	0.4658E+02
40	25	0.4658E+02
41	26	0.2504E+02
42	27	0.2504E+02
43	28	0.2504E+02
44	29	0.2504E+02
45	30	0.2504E+02
46	31	0.2504E+02
47	32	0.2504E+02
48	33	0.2504E+02

CONSTANTES ELASTICAS  
BARRA

49	1	0.210E+08
50	2	0.210E+08
51	3	0.210E+08
52	4	0.210E+08

2	6	0	210F*GR
3	7	0	210F*GR
4	8	0	210F*GR
5	9	0	210F*GR
6	10	0	210F*GR
7	11	0	210F*GR
8	12	0	210F*GR
9	13	0	210F*GR
10	14	0	210F*GR
11	15	0	210F*GR
12	16	0	210F*GR
13	17	0	210F*GR
14	18	0	210F*GR
15	19	0	210F*GR
16	20	0	210F*GR
17	21	0	210F*GR
18	22	0	210F*GR
19	23	0	210F*GR
20	24	0	210F*GR
21	25	0	210F*GR
22	26	0	210F*GR
23	27	0	210F*GR
24	28	0	210F*GR
25	29	0	210F*GR
26	30	0	210F*GR
27	31	0	210F*GR
28	32	0	210F*GR
29	33	0	210F*GR

INCIDENCIAS		
MADRA	DF	A
1	17	1
2	2	4
3	4	7
4	6	9
5	8	11
6	10	14
7	12	14
8	14	14
9	18	14
10	1	4
11	1	7
12	6	4
13	7	4
14	9	11
15	11	14
16	13	14
17	14	10
18	17	7
19	2	4
20	4	8
21	6	10
22	8	10
23	10	12
24	12	14
25	14	14
26	1	2
27	1	4
28	4	11
29	7	8

1  
11  
1

30	10	11
31	10	11
32	12	15
33	14	15

COORDENADAS  
JUNTA

	X	Y
1	0.000	1.076
2	3.050	0.000
3	3.050	2.438
4	6.000	0.000
5	6.000	3.375
6	10.550	0.000
7	10.550	3.313
8	14.300	0.000
9	14.300	5.250
10	18.050	0.000
11	18.050	4.313
12	21.800	0.000
13	21.800	3.375
14	25.550	0.000
15	25.550	2.438
16	28.600	1.000
17	0.000	0.000
18	28.600	0.000

RESTRICCIONES DE DESPLAZAMIENTO  
NINGUNA DIRECCION  
RESTRINGIDA

17 Y

CONDICIONES DE CARGA

1A.- CARGA MUERTA (70KG/M<sup>2</sup>)

FUERZAS MODALES EN SISTEMA GLOBAL  
NINGUNA

	FX	FY
1	0.000E+00	-1.001
3	0.000E+00	-1.001
5	0.000E+00	-1.117
7	0.000E+00	-1.222
9	0.000E+00	-1.318
11	0.000E+00	-1.222
13	0.000E+00	-1.117
15	0.000E+00	-1.001
18	0.000E+00	-1.001

2A.- CARGA VIVA (10KG/M<sup>2</sup>)

FUERZAS MODALES EN SISTEMA GLOBAL  
NINGUNA

	FX	FY
1	0.000E+00	-0.201
3	0.000E+00	-0.318
5	0.000E+00	-0.522
7	0.000E+00	-0.522

1 0.000E+00 = 522  
 2 11 0.000E+00 = 522  
 3 13 0.000E+00 = 522  
 4 15 0.000E+00 = 241  
 5 16 0.000E+00 = 241  
 6 3A = VIENTO LATERAL.

FUERZAS NODALES EN SISTEMA GLOBAL  
 NUDO FX FY

1 -146 0.562  
 3 -243 0.970  
 5 -291 1.16  
 7 -291 1.16  
 9 0.000E+00 1.44  
 11 0.424 1.72  
 13 0.424 2.45  
 15 0.671 2.40  
 16 0.376 1.50  
 4A = VIENTO FRONTAL.

FUERZAS NODALES EN SISTEMA GLOBAL  
 NUDO FX FY

1 -254 1.03  
 3 -431 1.72  
 5 -417 2.06  
 7 -417 2.06  
 9 0.000E+00 2.06  
 11 0.417 2.06  
 13 0.417 2.06  
 15 0.431 1.72  
 16 0.254 1.03

COMBINACIONES

1A:  
 1.000( CARGA MUERTA(70KG/M2)  
 1.000( CARGA VIVA(40KG/M2)  
 2A:  
 1.000( CARGA MUERTA(70KG/M2)  
 1.000( CARGA VIVA(40KG/M2)  
 1.000( VIENTO LATERAL.  
 3A:  
 1.000( CARGA MUERTA(70KG/M2)  
 1.000( CARGA VIVA(40KG/M2)  
 1.000( VIENTO FRONTAL.  
 4A:  
 0.750( CARGA MUERTA(70KG/M2)  
 0.750( CARGA VIVA(40KG/M2)  
 0.750( VIENTO LATERAL.  
 5A:  
 0.750( CARGA MUERTA(70KG/M2)  
 0.750( CARGA VIVA(40KG/M2)  
 0.750( VIENTO FRONTAL.

1 RA:  
2 1.000( CARGA MUERTA(70KG/M2)  
3 1.000( VIENTO LATERAL  
4  
5 7A:  
6 1.000( CARGA MUERTA(70KG/M2)  
7 1.000( VIENTO FRONTAL  
8  
9 RA:  
10 0.750( CARGA MUERTA(70KG/M2)  
11 0.750( VIENTO LATERAL  
12  
13 QA:  
14 0.750( CARGA MUERTA(70KG/M2)  
15 0.750( VIENTO FRONTAL  
16

17 ANCHO MAXIMO DE BANDA= 34  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42  
43  
44  
45  
46  
47  
48  
49  
50  
51  
52  
53  
54  
55  
56  
57  
58  
59  
60  
61  
62  
63  
64  
65  
66  
67  
68  
69  
70  
71  
72  
73  
74  
75  
76  
77  
78  
79  
80  
81  
82  
83  
84  
85  
86  
87  
88  
89  
90  
91  
92  
93  
94  
95  
96  
97  
98  
99  
100

=====

U.N.A.M.

INGENIERIA

E P E P D I I A P I I A

C.F.C.F.I.

C. MARRS

## RESULTADOS

ARMADURA TESIS PROFESIONAL 1989

CARGA MUERTA (70KG/M2)

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDO

NUDO	DFS-X	DFS-Y
1	-0.0724E-03	-0.1475E-03
2	-0.1456E-02	-0.1435E-02
3	-0.7056E-03	-0.1563E-02
4	-0.1763E-02	-0.2736E-02
5	-0.5304E-03	-0.2858E-02
6	-0.4064E-03	-0.3188E-02
7	-0.5361E-03	-0.3191E-02
8	-0.2777E-03	-0.3367E-02
9	-0.7315E-03	-0.3176E-02
10	-0.4540E-03	-0.3381E-02
11	-0.4156E-03	-0.3388E-02
12	-0.1928E-03	-0.2768E-02
13	-0.9740E-03	-0.7645E-02
14	-0.1333E-05	-0.1275E-02
15	-0.7533E-03	-0.1347E-02
16	-0.4560E-03	-0.1408E-01
17	-0.1455E-02	0.0000E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APoyo

APoyo	DFS-X	DFS-Y
18	0.0000E+00	0.0000E+00

ELEMENTOS MECANICOS EN LAS BARRAS

BARRA	P-A	P-B
1	4.03	-4.83
2	2.76	-2.76
3	1.74	-1.74
4	0.570E-01	-0.570E-01
5	-1.91	1.91
6	0.570E-01	-0.570E-01
7	1.74	-1.74
8	2.64	-2.64
9	3.63	-3.63
10	5.19	-5.19
11	7.16	-7.16
12	7.22	-7.22
13	6.17	-6.17
14	6.17	-6.17
15	7.22	-7.22
16	7.16	-7.16
17	5.19	-5.19

18	18	0.477E-04	-0.477E-04
19	19	-5.03	5.03
20	20	-6.44	6.44
21	21	-7.01	7.01
22	22	-7.01	7.01
23	23	-5.96	5.96
24	24	-5.03	5.03
25	25	0.427E-04	-0.427E-04
26	26	-5.74	5.74
27	27	-2.78	2.78
28	28	-0.866E-01	0.866E-01
29	29	1.26	-1.26
30	30	1.26	-1.26
31	31	-0.866E-01	0.866E-01
32	32	-2.78	2.78
33	33	-5.74	5.74

EQUILIBRIO DE LOS NUDOS		
NUDO	F-X	F-Y
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000
13	0.0000	0.0000
14	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000
16	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000

REACCIONES		
APoyo	F-X	F-Y
17		4.61
18	-0.427E-04	4.61



APRADURA TESTES PROFESIONAL 1989

CARGA VIVA (30KG/P2)

DESPLAZAMIENTOS DE LOS BUDOS  
NUDO DES=1 DES=Y

1	-0.4227E-03	-0.6374E-04
2	-0.6372E-03	-0.6220E-03
3	-0.3070E-03	-0.6714E-03
4	-0.5488E-03	-0.1707E-02
5	-0.7303E-03	-0.1427E-02
6	-0.4320E-03	-0.1477E-02
7	-0.2374E-03	-0.1473E-02
8	-0.1181E-03	-0.1383E-02
9	-0.3170E-03	-0.1381E-02
10	-0.1943E-03	-0.1409E-02
11	-0.3975E-03	-0.1471E-02
12	-0.8347E-04	-0.1702E-02
13	-0.4600E-03	-0.1233E-02
14	0.5742E-04	-0.1714E-03
15	-0.1267E-03	-0.6704E-03
16	-0.1378E-03	-0.8804E-04
17	-0.6372E-03	0.0000E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APUNTES  
APUNTO DES=1 DES=Y

18	0.0000E+00	0.0000E+00
----	------------	------------

ELEMENTOS MECANICOS EN LAS HARPAS  
HARPA DES=1 DES=Y

1	2.00	-2.00
2	1.20	-1.20
3	0.540	-0.540
4	0.214E-01	-0.214E-01
5	-0.822	0.822
6	0.214E-01	-0.214E-01
7	0.540	-0.540
8	1.14	-1.14
9	2.00	-2.00
10	2.24	-2.24
11	1.14	-1.14
12	1.14	-1.14
13	2.77	-2.77
14	2.77	-2.77
15	1.14	-1.14
16	1.14	-1.14
17	2.24	-2.24

18	0.187F=05	-0.187F=05
19	-2.18	2.18
20	-1.02	1.02
21	-1.05	1.05
22	-1.05	1.05
23	-1.02	1.02
24	-2.18	2.18
25	0.184F=04	-0.184F=04
26	-2.48	2.48
27	-1.01	1.01
28	-0.370F=01	0.370F=01
29	0.545	-0.545
30	0.545	-0.545
31	-0.370F=01	0.370F=01
32	-1.01	1.01
33	-2.48	2.48

EQUILIBRIO DE LOS NUDOS

NUDO	F-X	F-Y
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000
13	0.0000	0.0000
14	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000
16	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000

REACCIONES

APoyo	F-X	F-Y
17		2.00
18	-0.184F=04	2.00

ARMADURA TRISF DE OFFS: 1041. 1987

VIENTO LATFPAL

DESPLAZAMIENTOS DE LOS CILINDROS

NÚMERO	DFS-X	DFS-Y
1	0.1445E-02	0.1708E-03
2	0.2080E-02	0.1403E-02
3	0.1103E-02	0.1944E-02
4	0.1852E-02	0.1571E-02
5	0.1617E-03	0.1674E-02
6	0.1830E-02	0.4808E-02
7	0.4849E-03	0.4504E-02
8	0.1146E-02	0.4453E-02
9	0.1066E-02	0.4344E-02
10	0.8107E-03	0.4977E-02
11	0.1415E-02	0.4899E-02
12	0.3850E-03	0.4117E-02
13	0.1514E-02	0.4344E-02
14	0.1473E-04	0.2366E-02
15	0.1289E-02	0.2557E-02
16	0.4010E-03	0.2414E-03
17	0.2080E-02	0.0106E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS ARBOLOS

ARBOL	DFS-X	DFS-Y
1A	0.0000E+00	0.0000E+00

ELEMENTOS MECANICOS EN LAS BARRAS

BARRA	P=A	P=B
1	-5.16	5.16
2	-1.26	1.26
3	-1.61	1.61
4	-0.293	0.293
5	3.06	-3.06
6	0.654	-0.654
7	1.26	1.26
8	-4.71	4.71
9	-8.01	8.01
10	-6.26	6.26
11	-9.06	9.06
12	-4.70	4.70
13	-9.31	9.31
14	-0.73	0.73
15	-10.8	10.8
16	-11.3	11.3
17	-8.71	8.71

	-N. 7275-05	N. 7275-05
19	5.93	-5.93
20	8.40	-8.40
21	8.73	-8.73
22	10.0	-10.0
23	11.1	-11.1
24	0.14	-0.14
25	1.11	-1.11
26	6.76	-6.76
27	7.95	-7.95
28	0.438	-0.438
29	-1.02	1.02
30	-3.03	3.03
31	-1.43	1.43
32	2.34	-2.34
33	0.06	-0.06

EQUILIBRIO DE LOS NUDOS

NUDO	F-X	F-Y
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000
13	0.0000	0.0000
14	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000
16	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000

REACCIONES

APUNTO	F-X	F-Y
17		-5.38
18	-1.11	-8.01

ARMADURA TESIS PROFESIONAL 1989

VIENTO FRONTAL

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	DES-X	DES-Y
1	0.1581E-02	0.2516E-03
2	0.2435E-02	0.2200E-02
3	0.1118E-02	0.2713E-02
4	0.2108E-02	0.4275E-02
5	0.8708E-03	0.4557E-02
6	0.1600E-02	0.5666E-02
7	0.8675E-03	0.5666E-02
8	0.1217E-02	0.5804E-02
9	0.1224E-02	0.4428E-02
10	0.7738E-03	0.5558E-02
11	0.1578E-02	0.5850E-02
12	0.1262E-03	0.4806E-02
13	0.1622E-02	0.4938E-02
14	-0.2260E-02	0.2477E-02
15	0.1322E-02	0.2684E-02
16	0.8056E-03	0.2404E-03
17	-0.2435E-02	0.0000E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APOYOS

APUNTO	DES-X	DES-Y
1R	0.0000E+00	0.0000E+00

ELEMENTOS MECANICOS DE LAS BARRAS

BARRA	P=A	P=B
1	-7.90	7.90
2	-4.08	4.08
3	-2.06	2.06
4	0.103	-0.103
5	3.77	-3.77
6	0.102	-0.102
7	-2.06	2.06
8	-4.08	4.08
9	-7.90	7.90
10	-0.04	0.04
11	-12.7	12.7
12	-12.7	12.7
13	-12.7	12.7
14	-12.0	12.0
15	-12.0	12.0
16	-12.7	12.7
17	-4.08	4.08

14	-R.747E-05	0.747E-05
19	R.51	-R.51
20	11.7	-11.7
21	11.6	-11.6
22	11.6	-11.6
23	11.7	-11.7
25	-R.725E-04	0.725E-04
26	-0.71	0.71
27	1.77	-1.77
28	-0.155	0.155
29	-2.50	2.50
30	-2.49	2.49
31	-0.152	0.152
32	1.78	-1.78
33	0.61	-0.61

QUILIBRIO DE LOS MIEMBROS  
NUDO

	F=X	F=Y
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000
13	0.0000	0.0000
14	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000
16	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000

REACTIVOS

APDO	F=X	F=Y
17		-7.90
18	0.725E-04	-7.90

U.N.A.M. INGENIERIA EN MAQUINARIA PLANTA C.F.C.F.T. C. PANOS  
RESULTADOS

ARMADURA TESIS PROFESIONAL 1989

1.000 g CARGA MUERTA (70KG/2)

1.000 g CARGA VIVA (30KG/2)

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS  
NUDO DES-X DES-Y

1	-0.1345E-02	-0.2112E-03
2	-0.2058E-02	-0.2057E-02
3	-0.1013E-02	-0.2241E-02
4	-0.1811E-02	-0.1441E-02
5	-0.2608E-03	-0.4098E-02
6	-0.1320E-02	-0.4854E-02
7	-0.2415E-03	-0.4865E-02
8	-0.1044E-02	-0.4830E-02
9	-0.1048E-02	-0.4558E-02
10	-0.6584E-03	-0.4850E-02
11	-0.1113E-02	-0.4857E-02
12	-0.2763E-03	-0.3048E-02
13	-0.1334E-02	-0.4018E-02
14	-0.1807E-02	-0.2042E-02
15	-0.1000E-02	-0.2217E-02
16	-0.4530E-03	-0.2017E-03
17	-0.2088E-02	0.0000E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APUNTES  
APUNTE DES-X DES-Y

18 0.0000E+00 0.0000E+00

ELEMENTOS EFECTIVOS EN LAS BARRAS  
BARRA P=A P=B

1	6.630	-1.430
2	3.058	-1.458
3	1.703	-1.703
4	0.2035E+01	-0.2035E+01
5	-2.732	2.732
6	0.2036E+01	-0.2036E+01
7	1.703	-1.703
8	3.781	-3.781
9	4.630	-4.630
10	7.428	-7.428
11	10.27	-10.27
12	10.36	-10.36

13	0.140	-4.140
14	0.140	-4.140
15	10.36	-10.36
16	10.27	-10.27
17	7.474	-7.474
18	0.5600E-05	-0.5600E-05
19	-7.207	7.207
20	-0.066	4.966
21	-10.05	10.05
22	-10.05	10.05
23	-0.066	4.966
24	-7.207	7.207
25	0.6116E-04	-0.6116E-04
26	-8.223	8.223
27	-3.291	3.291
28	-0.1186	0.1186
29	1.810	-1.810
30	1.810	-1.810
31	-0.1186	0.1186
32	-3.291	3.291
33	-8.139	8.139

EQUILIBRIO DE LOS NUDOS

NUDO	F-X	F-Y
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000
13	0.0000	0.0000
14	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000
16	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000

REACCIONES

APoyo	F-X	F-Y
17		6.63
18	-0.612E-04	6.63



U. N. A. M. INGENIERIA ARMADURA PLACAS C. C. A. F. I. C. RANDS

ARMADURA TRISIS PROFESIONAL 1989

0.750 8 MUJETA (70KG/M2)

0.750 9 CARGA VIVA (70KG/M2)

0.750 8 VIENTO LATERAL

DESPLAZAMIENTOS DE LOS MUJOS

MUJO	DEF-X	DEF-Y
1	0.3738E-04	-0.3041E-04
2	-0.6013E-05	-0.1872E-03
3	0.6979E-04	-0.2118E-03
4	0.3074E-04	-0.3083E-03
5	0.7872E-04	-0.3179E-03
6	0.7872E-04	-0.2945E-03
7	0.5350E-04	-0.2703E-03
8	-0.1139E-03	-0.1328E-03
9	0.2779E-04	-0.1722E-03
10	0.1142E-03	0.0489E-04
11	0.7835E-04	0.3133E-04
12	0.8153E-04	0.2924E-03
13	0.1383E-03	0.2370E-03
14	0.2805E-04	0.2827E-04
15	0.1566E-03	0.2978E-03
16	0.1104E-03	0.3151E-04
17	-0.6013E-05	0.0000E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APUIOS

APUJO	DEF-X	DEF-Y
18	0.0000E+00	0.0000E+00

DEFORMACIONES MECANICAS EN LAS BARRAS

BARRA	P-A	P-B
1	0.9548	-0.9548
2	0.4255	-0.4255
3	0.1206	-0.1206
4	-0.1803	0.1803
5	0.2437	-0.2437
6	0.7750	-0.7750
7	0.3866	-0.3866
8	-0.3209	0.3209
9	-1.030	1.030

11	0.0773	-0.0773
12	0.0002	-0.0002
13	-0.1240	0.1240
14	-0.7088F-01	0.7088F-01
15	-0.357	0.357
16	-0.2898	0.2898
17	-0.0267	0.0267
18	-0.1400E-05	0.1400E-05
19	-0.0588	0.0588
20	-1.173	1.173
21	-0.0043	0.0043
22	-0.0663E-02	0.0663E-02
23	0.0524	-0.0524
24	1.447	-1.447
25	0.0355	-0.0355
26	-1.004	1.004
27	-0.2561	0.2561
28	0.2398	-0.2398
29	0.5003	-0.5003
30	-0.0132	0.0132
31	-1.180	1.180
32	-0.7003	0.7003
33	0.0007	-0.0007

FOUILLETS DE LOS MUNDOS

MUND	F=X	F=Y
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000
13	0.0000	0.0000
14	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000
16	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000

REACCIONES

APoyo	F=X	F=Y
17		0.000
18	-0.035	-1.03

U.N.A.M. INGENIERIA AERONAUTICA PLAZA CUCAF.L. C. RAMOS

RESULTADOS

ARMADURA TESIS PROFESIONAL 1989

0.750 \* CARGA MUERTA (70KG/M2)

0.750 \* CARGA VIVA (30KG/M2)

0.750 \* VIENTO FRONTAL

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS  
NUDO DES-X DES-Y

1	0.1398E-03	0.3032E-04
2	0.2602E-03	0.3242E-03
3	0.7918E-04	0.3542E-03
4	0.2774E-03	0.6418E-03
5	0.4507E-04	0.6443E-03
6	0.1734E-03	0.7575E-03
7	0.6300E-04	0.7462E-03
8	0.1300E-03	0.7303E-04
9	0.1308E-03	0.6530E-03
10	0.8658E-04	0.7560E-03
11	0.1083E-03	0.7489E-03
12	0.3741E-04	0.6287E-03
13	0.2158E-03	0.6415E-03
14	-0.2045E-03	0.3253E-03
15	0.1814E-03	0.3501E-03
16	0.1138E-03	0.2900E-04
17	0.2602E-03	0.0000E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APOYOS  
APOYO DES-X DES-Y

1R 0.0000E+00 0.0000E+00

ELEMENTOS MECANICOS EN LAS BARRAS

BARRA	P-A	P-R
1	-0.9520	0.9520
2	-0.5185	0.5185
3	-0.1078	0.1078
4	0.1370	-0.1370
5	0.3752	-0.3752
6	0.1358	-0.1358
7	-0.1404	0.1404
8	-0.5119	0.5119
9	-0.5510	0.5510

10	-1.210	1.210
11	-1.457	1.457
12	-2.100	2.100
13	-2.152	2.152
14	-2.152	2.152
15	-2.000	2.000
16	-1.455	1.455
17	-1.213	1.213
18	-0.1400F-05	0.1400F-05
19	0.9885	-0.9885
20	1.285	-1.285
21	1.133	-1.133
22	1.132	-1.132
23	1.283	-1.283
24	0.9758	-0.9758
25	-0.8487F-05	0.8487F-05
26	1.119	-1.119
27	0.3630	-0.3630
28	-0.2049	0.2049
29	-0.5143	0.5143
30	-0.5130	0.5130
31	-0.2030	0.2030
32	0.3654	-0.3654
33	1.107	-1.107

EQUILIBRIO DE LOS NUDOS

NUDO	F=X	F=Y
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000
13	0.0000	0.0000
14	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000
16	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000

REACCIONES

APoyo	F=X	F=Y
17		-0.952
18	0.8487F-05	-0.953

U.N.A.M. INGENIERIA APLICADA EN PLANTA C.F.C.F.I. C. MANOS

RESUMEN

ARMADURA TESIS PROFESIONAL 1989

0.750 \* CARGA MUERTA (70 KG/M2)

0.750 \* VIENTO LATERAL

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	DES-X	DES-Y
1	0.3544E-03	0.1738E-04
2	0.3682E-03	0.2703E-03
3	0.2942E-03	0.2464E-03
4	0.5823E-03	0.5961E-03
5	0.2485E-03	0.1138E-03
6	0.3004E-03	0.8202E-03
7	0.2318E-03	0.8347E-03
8	0.3510E-03	0.9647E-03
9	0.2681E-03	0.8784E-03
10	0.2637E-03	0.1197E-02
11	0.3748E-03	0.1138E-02
12	0.1441E-03	0.1164E-02
13	0.4383E-03	0.1165E-02
14	0.2805E-04	0.2056E-03
15	0.4017E-03	0.2604E-03
16	0.2587E-03	0.7272E-04
17	0.3682E-03	0.0000E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APYOS

APYO	DES-X	DES-Y
18	0.0000E+00	0.0000E+00

ELEMENTOS MECANICOS EN LAS BARRAS

BARRA	P=1	P=2
1	-0.5400	0.5400
2	-0.3703	0.3703
3	-0.2725	0.2725
4	-0.1764	0.1764
5	0.1605	-0.1605
6	0.2580	-0.2580
7	-0.2530E-01	0.2530E-01
8	-1.177	1.177
9	-2.530	2.530
10	-0.8070	0.8070
11	-1.428	1.428
12	-1.855	1.855

1	14	-2.7124	2.7124
2	14	-2.7127	2.7127
3	14	-2.7127	2.7127
4	16	-3.1276	3.1276
5	17	-2.6270	2.6270
6	18	-0.2800F-05	0.2800F-05
7	19	0.6743	-0.6743
8	20	1.003	-1.003
9	21	1.269	-1.269
10	22	2.276	-2.276
11	23	3.119	-3.119
12	24	3.080	-3.080
13	25	0.8355	-0.8355
14	26	0.7693	-0.7693
15	27	0.4999	-0.4999
16	28	0.7637	-0.7637
17	29	0.1816	-0.1816
18	30	-1.322	1.322
19	31	-1.134	1.134
20	32	0.4677F-01	-0.4677F-01
21	33	2.535	-2.535

FRACCIONES DE LOS NUDOS

	F=X	F=Y
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000
13	0.0000	0.0000
14	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000
16	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000

FRACCIONES APNO

	F=X	F=Y
17		-0.544
18	-0.835	-2.54

U.N.A.M. INGENIERIA AERONAUTICA Y ESPACIAL C.F.C.A.F.I. C. RAMOS

CONSULTAS

ARMADURA TRIS PRONFONTAL 1989

0.750 \* CARGA NUPRTE (70KG/M2)

0.750 \* VIENTO FRONTAL

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	DFS-X	DFS-Y
1	0.4568E-03	0.7813E-04
2	0.7344E-03	0.7957E-04
3	0.3004E-03	0.8973E-04
4	0.6342E-03	0.1537E-02
5	0.2178E-03	0.1576E-02
6	0.4981E-03	0.1861E-02
7	0.4113E-03	0.1851E-02
8	0.3671E-03	0.1828E-02
9	0.3691E-03	0.1649E-02
10	0.2361E-03	0.1548E-02
11	0.4964E-03	0.1848E-02
12	0.1000E-03	0.1530E-02
13	0.5189E-03	0.1849E-02
14	-0.6951E-09	0.7895E-03
15	0.4264E-03	0.6524E-03
16	0.2672E-03	0.7568E-04
17	0.7344E-03	0.0000E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APUNTES

APUNTE	DFS-X	DFS-Y
18	0.0000E+00	0.0000E+00

ELEMENTOS MECANICOS EN LAS BARRAS

BARRA	P-E	P-M
1	-2.453	2.453
2	-1.435	1.435
3	-0.609	0.609
4	0.1210	-0.1210
5	1.302	-1.302
6	0.197	-0.197
7	-0.6114	0.6114
8	-1.369	1.369
9	-2.454	2.454
10	-2.453	2.453
11	-4.194	4.194
12	-4.455	4.455

13	-4.270	4.270
14	-4.270	4.270
15	-4.454	4.454
16	-4.191	4.191
17	-2.906	2.906
18	-0.220E-05	0.220E-05
19	2.261	2.261
20	1.552	1.552
21	3.417	3.417
22	1.416	1.416
23	3.549	3.549
24	2.608	2.608
25	-0.222E-04	0.222E-04
26	2.487	2.487
27	1.119	1.119
28	-0.180E-04	0.180E-04
29	-0.8230	0.8230
30	-0.9216	0.9216
31	-0.1790	0.1790
32	1.122	1.122
33	2.946	2.946

EQUILIBRIO DE LOS NUDOS

NUDO	F=X	F=Y
1	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000
6	0.0000	0.0000
7	0.0000	0.0000
8	0.0000	0.0000
9	0.0000	0.0000
10	0.0000	0.0000
11	0.0000	0.0000
12	0.0000	0.0000
13	0.0000	0.0000
14	0.0000	0.0000
15	0.0000	0.0000
16	0.0000	0.0000
17	0.0000	0.0000

REACCIONES

APUNTO	F=X	F=Y
12		-2.45
18	0.223E-04	-2.45

TIEMPOS DE EJECUCION:  
 DESARROLLO 25.420 SEGS.  
 CPU 7.20 SEGS.

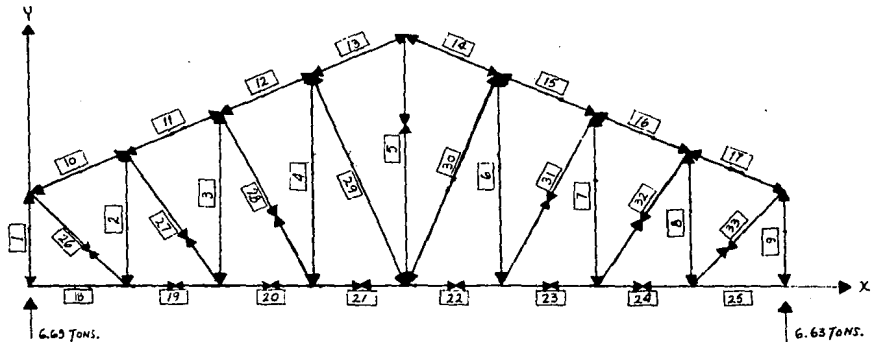


TABLA 4.1

RESULTADOS MAS DESFAVORABLES EN EL ANALISIS DE LA ARMADURA DE TECHO

Combinación de carga: (cga muerta + cga viva)

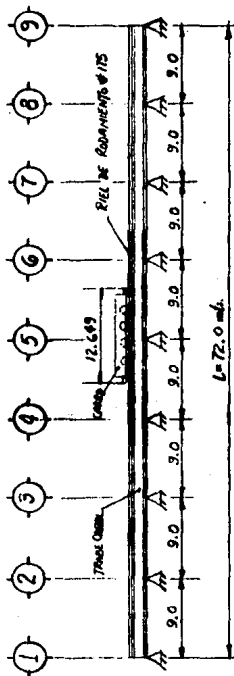
Barra	Fza (ton)		Barra	Fza (ton)		Barra	Fza (ton)	
1	6.630	T	12	10.36	T	23	-9.966	C
2	3.958	T	13	9.14	T	24	-7.207	C
3	1.793	T	14	9.14	T	25	0.0	
4	0.793	T	15	10.36	T	26	-8.223	C
5	-2.732	C	16	10.27	T	27	-3.291	C
6	0.793	T	17	7.47	T	28	-0.1186	C
7	1.793	T	18	0.0		29	1.810	T
8	3.781	T	19	-7.207	C	30	1.810	T
9	6.63	T	20	-9.966	C	31	-0.1186	C
10	7.429	T	21	-10.05	C	32	-3.291	C
11	10.27	T	22	-10.05	C	33	-8.139	C



### 4.2 ANALISIS DE TRABE CARRIL

El análisis de la trabe carril se hace en base a las cargas que la trabe grúa le transmite a ésta; para eso requerimos de los datos proporcionados por el fabricante de la trabe grúa y que se vieron en el capítulo 2.

Vista longitudinal: Ejes Y-Y del Sistema Global



#### DATOS DE LA GRUA:

Capacidad: 15 ton. (izaje)

PoPo Puente: 120 ton.

" Trolley (carro): 135 ton.

Como habíamos visto en el Capítulo 3, correspondiente a solicitudes, se consideró que las acciones que le transmite la grúa a la trabe carril por medio de las ruedas del carro, son - solicitudes pertenecientes a cargas vivas, debido a que la grúa se encuentra en constante movimiento para poder hacer la - maniobra de obtención del lingote y transportarlo al lugar indicado.

Tomando en cuenta que hay que conocer la posición más desfavorable de las ruedas del carro de la trabe grúa sobre la trabe carril, para obtener los elementos mecánicos máximos (cortante, flexión) y poder analizar dicha trabe carril, recurriremos - a la teoría de las Líneas de Influencia.

La línea de influencia es una gráfica cuyas ordenadas representan la magnitud y el carácter o sentido de cierta función (momento, cortante, etc.) o efecto en una estructura a medida - que una carga unitaria móvil se desplaza a lo largo de la misma, cada ordenada del diagrama define el valor de la función cuando la carga móvil se encuentra colocada en el sitio correspondiente a dicha ordenada.

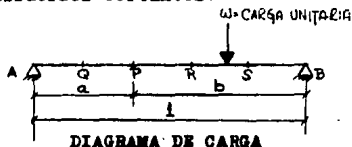
Las líneas de influencia pueden construirse de 3 formas:

- carga unitaria y claro unitario
- carga unitaria y claro real
- carga real y claro real.

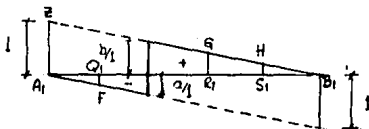
CARGA UNITARIA Y CLARO UNITARIO

Si utilizamos este tipo de línea de influencia para una viga con apoyos simples (que sería nuestro caso), obtendríamos -- las siguientes líneas de influencia:

- Para esfuerzos cortantes:



Una carga unitaria  $W$  es concentrada en  $Q$ , el esfuerzo cortante en  $P$  es dado por el producto de la carga y de la ordenada correspondientes, o sea:



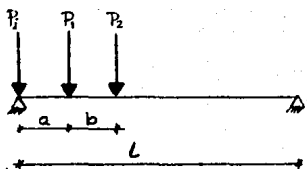
Línea de influencia para esfuerzos cortantes en  $P$

$$\text{Esf. Cortante en } P = 1.00 \times \overline{FQ}_1$$

Si una serie de cargas unitarias concentradas en  $Q$ ,  $R$  y  $S$ , -- el cortante en  $P$  sería:

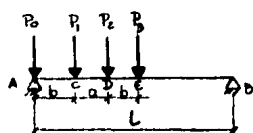
$$1.00 (\overline{FQ}_1 + \overline{GR}_1 + \overline{HS}_1)$$

Pero como la línea de influencia más utilizada es la de -- carga unitaria y claro real (para así sólo tener que sustituir -- el valor real de la carga y obtener los elementos mecánicos má -- ximos reales), tendríamos que para encontrar la posición más -- desfavorable de la(s) rueda(s) de la trabe grúa, sería:



Para una o más ruedas, el máximo esfuerzo cortante que se presenta será en el apoyo, cuando se considere que una de las ruedas se encuentra en dicho apoyo.

Para nuestro caso, la línea de influencia para el esfuerzo cortante máximo sería de la siguiente forma:



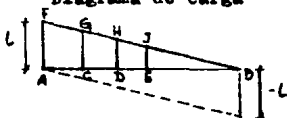
$$P_0 = P_1 = P_2 = P_3 \text{ (carga unit.)}$$

$$a = \text{cte}$$

$$b = \text{cte}$$

$$L = \text{cte}$$

Diagrama de carga



Línea de influencia para esf. cortantes en A  
Cortante en A = Cortante máximo y es igual a:  
 $1.00 (\overline{AF} + \overline{CG} + \overline{DH} + \overline{EJ})$

donde:

$$\overline{AF} = L$$

$$\overline{CG} = \frac{(L - b)}{L}$$

$$\overline{DH} = \frac{(L - b - a)}{L}$$

$$\overline{EJ} = \frac{(L - b - a - b)}{L} = \frac{(L - 2b - a)}{L}$$

∴ el cortante máximo absoluto valdría:

$$V_{\max A} = P \left( L + \frac{(L-b)}{L} + \frac{(L-b-a)}{L} + \frac{(L-2b-a)}{L} \right)$$

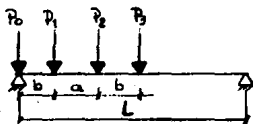
$$V_{\max A} = P \left( L + \frac{1}{L} \left[ (L-b) + (L-b-a) + (L-2b-a) \right] \right)$$

$$V_{\max A} = P \left( L + \frac{1}{L} \left[ (L-b+L-b-a+L-2b-a) \right] \right)$$

$$V_{\max A} = P \left( L + \frac{1}{L} (3L-4b-2a) \right) = P \left( \frac{L+(3L-4b-2a)}{L} \right)$$

$$V_{\max A} = \frac{P}{L} [4L - 4b - 2a]$$

Si comprobamos por medio de la estática, obtendríamos que:



$$P_0 = P_1 = P_2 = P_3 = \text{cte} = P$$

$$a = \text{cte}$$

$$b = \text{cte}$$

$$L = \text{cte}$$

$\Sigma M_B = 0$

$$LR_A - PL - P(L-b) - P(L-b-a) - P(L-b-a-b) = 0$$

$$LR_A = PL + P(L-b) + P(L-b-a) + P(L-b-a-b)$$

$$LR_A = P(L + L - b + L - b - a + L - b - a - b)$$

$$R_A = \frac{P}{L} (4L - 4b - 2a)$$

que es el mismo valor obtenido con la línea de influencia.

Cabe aclarar que si queremos obtener el esfuerzo cortante máximo para el apoyo B, tendríamos que hacer la siguiente consideración:

$$P_0 = P_1 = P_2 = P_3 = \text{cte} = P$$

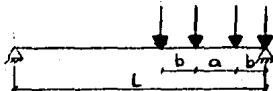


Diagrama de carga

y que sería el mismo valor que se obtuvo para  $V_{máx}$ .

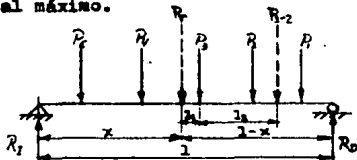
#### MOMENTO FLEXIONANTE MAXIMO ABSOLUTO PRODUCIDO POR UNA SERIE DE CARGAS VIVAS CONCENTRADAS

Se considera que tal momento en una viga simplemente apoyada aparece en el centro de la misma. Dicho máximo se produce efectivamente en el punto medio si la viga está sometida a una carga uniforme o a una sola carga concentrada. Sin embargo, puede ser necesario que una viga trabaje con una serie de cargas móviles concentradas como las que aplican las ruedas de un tren; entonces, el momento máximo absoluto aparecerá, con toda seguridad, en cualquier posición distinta de la central.

Se deberá determinar el máximo momento flexionante posible pues la viga debe ser capaz de resistir las condiciones más adversas. Para calcular dicho momento, es necesario determinar el punto donde se produce y la posición de las cargas que lo originan. Es razonable suponer que el mayor momento flexionante ocurrirá en el punto medio en vigas de grandes claros; pero esta suposición podría ser muy errónea en vigas de claros pequeños. Por lo tanto, es necesario contar con un procedimiento definido para determinar el momento máximo absoluto.

El diagrama de momentos flexionantes para una viga simplemente apoyada, sujeta a la acción de un grupo de cargas concentradas, estará formado por un conjunto de líneas rectas, independientemente de la posición de las cargas; por tanto, el momento máximo absoluto que se produce durante el movimiento de dichas cargas a lo largo del claro, ocurrirá en el punto de aplicación de una de las cargas que suele ser la más cercana al "centro de gravedad" del grupo. La viga de la figura y la serie de cargas  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$ , etc., se analizará en los párrafos que siguen. Se supone que la carga  $P_3$  es la que se encuentra más cerca del centro de gravedad de las cargas que actúan en el claro-

y se encuentra a una distancia  $l_1$  de  $P_r$  (que es la resultante de las cargas que gravitan sobre dicho claro), y a una distancia  $l_2$  de  $P_{1-2}$  (que es la resultante de las cargas  $P_1$  y  $P_2$ ). La reacción  $R_1$  se localiza a una distancia  $x$  de  $P_r$ . En lo que sigue se supone que el máximo momento flexionante aparece en  $P_3$  y se desarrollará un método preciso para localizar la carga que da origen al máximo.



El momento flexionante en  $P_3$  se puede expresar como:

$$M = R_1(1 - x - l_1) - (P_{1-2})(l_2)$$

Sustituyendo el valor de  $R_1$ , o sea,  $P_r x / l$ , tenemos:

$$M = \frac{(P_r x)}{l} (1 - x - l_1) - (P_{1-2})(l_2)$$

Se desea determinar el valor de  $x$  para el cual el momento flexionante en  $P_3$  sea máximo. El máximo momento en  $P_3$ , que ocurre cuando la fuerza cortante es cero, puede calcularse derivando con respecto a  $x$  la expresión del momento, igualando el resultado a cero y despejando  $x$ :

$$\frac{dM}{dx} = 1 - 2x - l_1 = 0$$

$$x = \frac{1}{2} - \frac{l_1}{2}$$

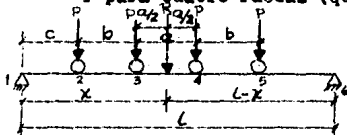
Se puede establecer la siguiente regla general para el momento máximo absoluto: El máximo momento flexionante en una viga cargada con una serie de cargas concentradas en movimiento, -



aparecerá en la carga más cercana al centro de gravedad de las cargas localizadas sobre la viga, cuando el citado centro esté a una distancia a un lado de la sección central de la viga, --- igual a la de la carga más cercana al centro de gravedad de las cargas respecto de dicha sección central.

Si la carga más próxima al centro de gravedad de las cargas fuese relativamente pequeña, el momento máximo absoluto podría producirse en alguna otra carga cercana. Ocasionalmente se tienen que considerar dos o tres cargas para determinar el mayor valor; sin embargo, el problema no es difícil, debido a que debe cumplirse la otra condición del momento flexionante -- la carga media a la izquierda es igual a la carga media a la derecha --, y no habrá gran problema para determinar cuál de las cargas cercanas será la que gobierne. (Realmente se puede demostrar que el momento máximo absoluto se produce bajo la carga que se ubicaría en el punto medio de la viga para ocasionar ahí el máximo momento flexionante, cuando dicha carga se encuentre tan distante a un lado de la sección central de la viga, como lo esté el centro de gravedad de todas las cargas, al otro lado del mencionado punto medio.)

Y para cuatro ruedas (que es nuestro caso):



- $P = cte$
- $a = cte$      $R = \text{Resultante de carga}$
- $b = cte$
- $L = cte$

Tomando en cuenta lo visto anteriormente, podemos decir -- que si tomamos el momento flexionante en  $P_4$  (carga más cercana al centro de gravedad), tenemos que:

$$M = R_6 (L - x - a/2) - Pb \dots \textcircled{1}$$

Por estática:

$$R_1 = \frac{R(L-x)}{L}$$

y,

$$R_6 = \frac{Rx}{L}$$

Sustituyendo valores en la ecuación tenemos que:

$$M = \frac{Rx}{L} (L - x - a/2) - Pb \quad (2)$$

Como el máximo momento en  $P_4$  ocurre cuando la fuerza cortante vale cero, derivando el momento con respecto a  $x$  la ecuación (2) e igualando a cero, tenemos que:

$$\frac{dM}{dx} = L - 2x - \frac{a}{2} = 0$$

$$L - 2x - \frac{a}{2} = 0$$

$$-2x = -L + \frac{a}{2}$$

$$2x = L - \frac{a}{2}$$

$$x = \frac{L}{2} - \frac{a}{4}$$

$$\therefore L - x = L - \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4}\right) = \frac{L}{2} + \frac{a}{4}$$

Entonces el momento máximo absoluto vale:

De (1)

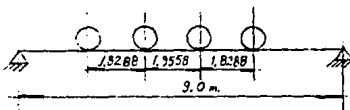
$$M_{\text{máx}} = \frac{R \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4}\right)}{L} \left[ L - \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4}\right) - \frac{a}{2} \right] - Pb$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{R \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4}\right)}{L} \left[ L - \frac{L}{2} + \frac{a}{4} - \frac{a}{2} \right] - Pb$$

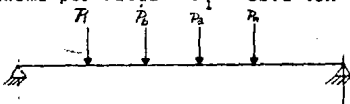
$$M_{\text{máx}} = \frac{R \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4}\right)}{L} \left[ \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \right] - Pb$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{R}{L} \left( \frac{L}{2} - \frac{a}{4} \right)^2 - Pb$$

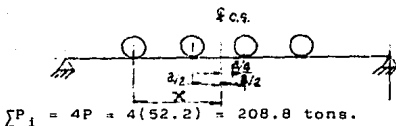
Carga Móvil de Grúa en Trabe Carril (Análisis Dinámico)



Carga máxima por rueda  $P_1 = 52.2$  ton



1o. Cálculo del C. G. de la carga de las ruedas



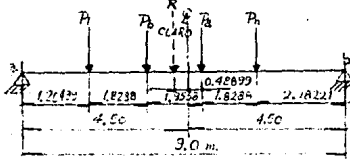
Por la simetría que existe entre las distancias de las ruedas, tenemos que:

$$X = 1.8288 + \frac{1.9558}{2} = 2.8067 \text{ m}$$

$$\frac{a}{2} = \frac{1.9558}{2} = 0.9779 \Rightarrow \frac{a}{4} = 0.48895 \text{ m}$$

2o. Cálculo del Máximo momento, que es el momento bajo la carga - denominada como  $P_n$

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 52.2 \text{ ton.}$$



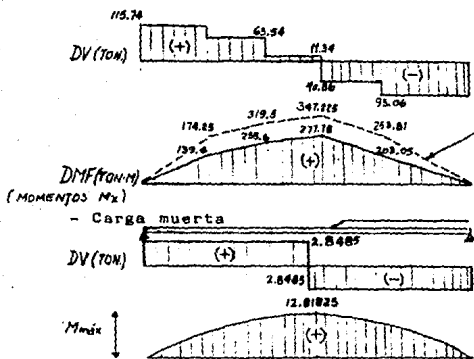
$$\sum M_a = 0$$

$$9R_b - 52.2 [(1.20439 + 1.20439 + 1.8288) + (1.20439 + 1.8288 + 1.9558) + (1.20439 + 1.8288 \times 2 + 1.9558)] = 0$$

$$9R_b = 837.50 = R_b = \frac{837.50}{9} = 93.06 \text{ ton.}$$

$$\text{Por } \sum Y = 0$$

$$\sum P_i = R_a + R_b = R_a = \sum P_i - R_b = 208.8 - 93.06 = 115.74 \text{ tons.}$$



Por impacto vertical (incremento del 25% en la carga máxima de c/u rueda, o sea,  $P_{iv} = 1.25(52.2) = 65.25 \text{ ton}$ )

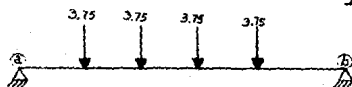
$$W = R_b \text{ RNL} + R_b \text{ sobre carril}$$

$$W = 87.5 + 54.5 = 633 \text{ kg/m}$$

(MOMENTOS  $M_x$ )

Impacto horizontal por rueda: Incremento del 100% de la capac. de la grúa =  $15 + 15(1.0) = 30 \text{ tons.}$

$$I_H = \frac{30}{8} = 3.75 \text{ ton.}$$



$$\sum M_a = 0; 9R_b - 3.75 [(1.20439) + (1.20439) + 1.8288] + (1.20439 + 1.8288 + 1.9558) + (1.20439 + 1.8288 \times 2 + 1.9558)] = 0$$

$$9R_b = 60.16 = R_b = \frac{60.16}{9} = 6.68 \text{ tons.}$$

#### 4.3 ANALISIS DE MARCOS

Como se vió anteriormente, en el análisis que se hizo de la cubierta, se analizó a la armadura de techo y, aunque en el capítulo 2 se vió que el marco semirígido estaría formado por la armadura de techo y las columnas de soporte, para fines de análisis el marco sólo estará formado de la siguiente forma:

Un elemento horizontal en la parte superior que es el que une a los elementos verticales (que son las columnas de soporte) de los ejes (A) y (B), que se considerará como un elemento que se le proporcionará un área transversal muy grande y una inercia pequeña, para así poder evitar desplazamientos muy grandes en el análisis del marco transversal ( $\Delta = \frac{Pl}{AE} \rightarrow 0$ )

La transmisión de cargas de la armadura de techo en sus puntos de apoyo (ángulos de asiento), se han considerado que actúan en un nodo de la columna de soporte a la misma elevación de dichos ángulos, sólo que ahora, considerando como elementos mecánicos, la reacción del apoyo y el momento de flexión producido por la excentricidad existente entre la columna de soporte (que es la secundaria) y el ángulo de asiento (punto de apoyo).

El análisis estructural del marco se hará con el programa por computadora llamado "MARMA" (análisis de marcos en el plano) del IMP (Inst. Mexicano del Petróleo) y que está basado en el método de las rigideces.

Al igual que en la armadura de techo, el marco requiere de una topología, propiedades de los elementos, etc. y que junto las acciones que actúan en el mismo, son los datos necesarios que requiere el programa para obtener los elementos mecánicos actuantes en los miembros del marco.

A continuación se muestra lo mencionado anteriormente.

Pasos a seguir en el Método Estático de Análisis.

Paso I. - Determinación de fuerzas cortantes en los niveles que se consideres que pueden presentar deformaciones estructurales apreciables.

$$F_i = \alpha_i W_i$$

$F_i$ : Fuerza sísmica en el  $i$ -ésimo nivel

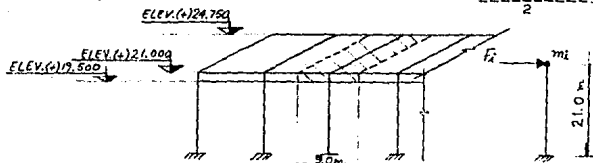
$\alpha_i$ : Coeficiente para el nivel  $i$

$W_i$ : Peso de la masa del nivel  $i$

$$\alpha_i = h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \left( \frac{c}{q} \right) ; \text{ Debiendo cumplir que: } \frac{c}{q} > A_0$$

$$\frac{c}{q} = \frac{0.24}{2.0} = 0.12 > 0.06 \quad \text{O.K.}$$

$h_i = 21.0\text{m}$  (altura total de la columna de soporte secundaria), --  
aunque se debería considerar como  $h_i = \frac{24.75 - 19.5}{2} + 19.5 = 22.125\text{m}$



$m_i$  : Peso que se considerará entre los niveles (+)19.500 y (+)24.750, con un ancho unitario de 9m.

En la sección 4.1 vista anteriormente se obtuvo una densidad de carga por carga muerta para la cubierta de  $W=70 \text{ kg/m}^2$

El área que consideraremos para obtener el peso de  $m_i$ , será:

$$A = (30.0)(9.0) = 270\text{m}^2$$

$$m_i = W_i = W \times A = 70(270) = 18900 \text{ kg}$$

$$F_i = h_i W_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \left(\frac{c}{Q}\right) \dots (1)$$

Sust. valores en (1)

$$F_i = 21.0 (18900) \frac{(18900)}{(18900)(21.0)} (0.12) = 2268 \text{ kg}$$

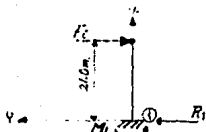
Paso II. - El periodo fundamental de vibración T, se calculará de la siguiente forma.

$$T = 6.3 \left( \frac{1}{g} \frac{\sum W_i X_i^2}{\sum F_i X_i} \right)^{1/2} \dots (2)$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2 \approx 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$X_i = 2.00 \text{ cm.}$$

$$\text{Sust. valores en (2)} \quad T = 6.3 \left[ \frac{1}{981} - \frac{18900(2.00)^2}{(2268)(2.00)} \right]^{1/2} = \dots 0.82$$



$$F_y = 0$$

$$R_1 = F_1 = 2268 \text{ kg}$$

$$M_1 = 21.0(2268) + 47628 \text{ kg/m}$$

$$X_i = \frac{P L^3}{3EI} = \frac{2268(21)^3}{3(2.1 \times 10^{10})(0.01662639)} = 0.020 \text{ m} = 2.00 \text{ cm}$$

Como:

$$T_1 < T < T_2$$

$$0.80 < 0.82 < 3.3$$

$$\Rightarrow a = c = 0.24$$

y

$$Q^1 = Q$$

$$\frac{Q}{Q} = \frac{n}{Q^1}$$

$$F_i = 2268 \text{ kg}$$

ELEMENTO	AREA (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	Ax <sup>2</sup> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>o</sub> = $\frac{1}{12}bh^3$	I <sub>x</sub> =Ax <sup>2</sup> +I <sub>o</sub>
1	76	-	-	10133	10133
2	90	-	-	19	19
3	76	-	-	10133	10133
4	126	-	-	18	18
5	159	-	-	32935	32935
6	204	27.45	153715	442	154157
7	204	27.45	153715	442	154157

$$\Sigma = 361552 \text{ cm}^4$$



Elem	Area	z	Aa	Elem.	A	z	Aa <sup>2</sup>	I <sub>o</sub> = $\frac{1}{12}bh^3$	I <sub>s</sub> = I <sub>o</sub> + Aa <sup>2</sup>
1	76	0.95	72.2	1	76	113	970944	23	970467
2	90	30	2700	2	90	84	635040	23667	658707
3	76	59.05	72.2	3	76	55	229900	23	229923
4	126	108.4	13658.4	4	126	6	4536	98263	102799
5	159	158.4	25185.6	5	159	44.4	313446	136	313582
6	204	158.4	32371.6	6	204	44.4	402157	27200	429357
7	204	158.4	32313.6	7	204	44.4	402157	27200	429357
Σ	935		106316						3,134,193 <sup>cm<sup>4</sup></sup>

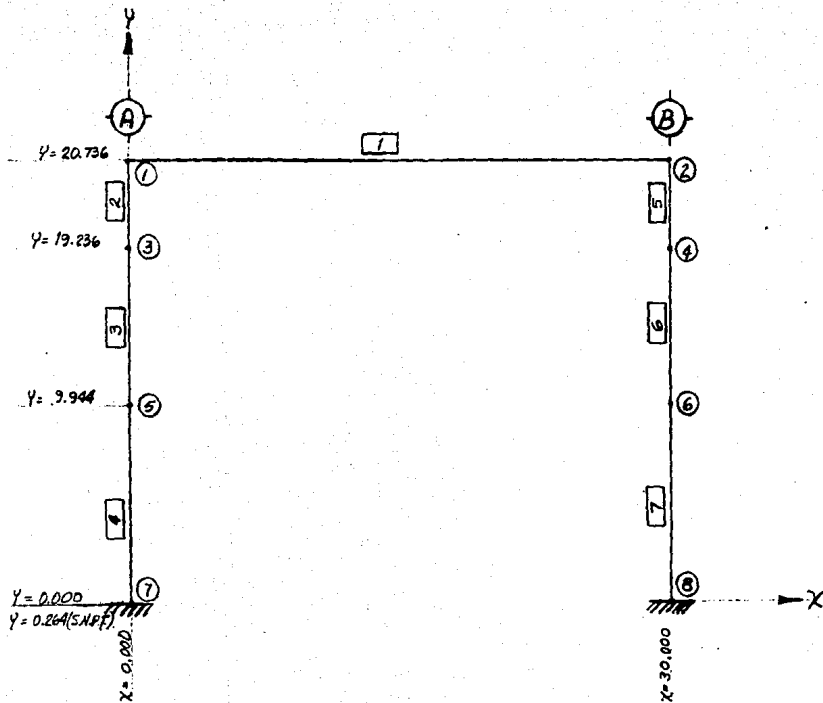
$$\bar{z} = \frac{106316}{935} = 114\text{cm}$$

CONDICIONES DE CARGA

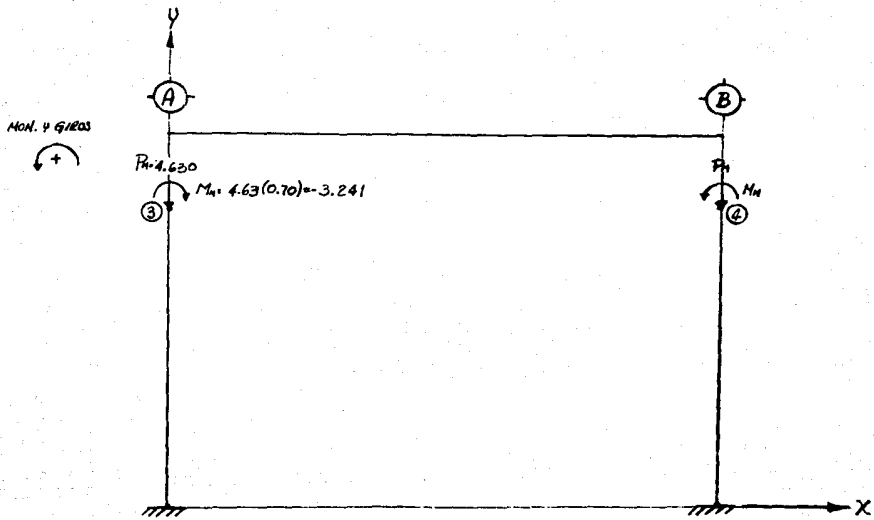
No.	Descripción	Nomenc.
1	Carga muerta	C.M.
2	" viva	C.V.
3	" de viento lateral	V.L.
4	" " " frontal	V.F.
5	" " impacto vertical de grúa	I.V.
6	" " " horizontal de grúa	I.H.

COMBINACIONES DE CARGA

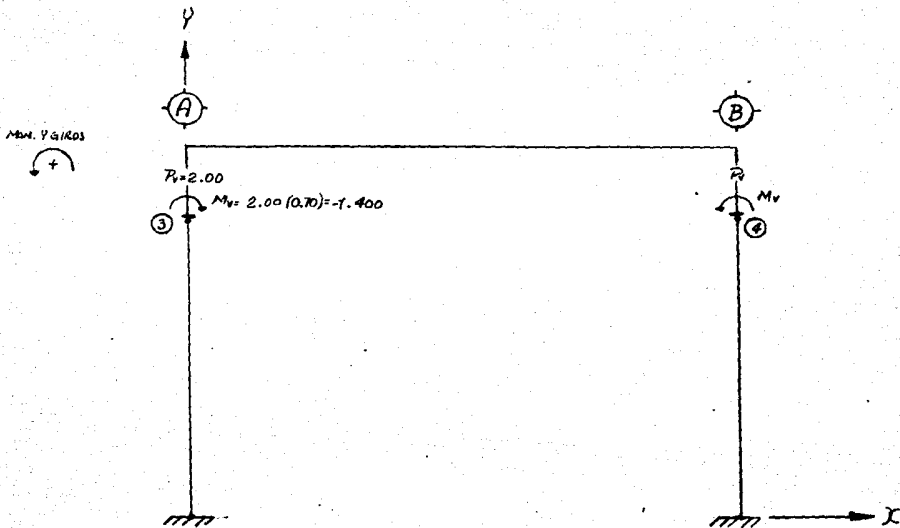
No.	Descripción	Factor de reducción
1	100% (CM+CV)+125%(IV)+100%(IH)	0.75
2	100% (CM)+100%(VL)+125%(IV)	0.75
3	100% (CM)+100%(VF)+125%(IV)	0.75
4	100% (CM)+50%(VL)+125%(IV)+100%(IH)	0.75
5	100% (CM)+50%(VF)+125%(IV)+100%(IH)	0.75



COORDENADAS, NODOS Y BARRAS DEL MARCO TRANSVERSAL

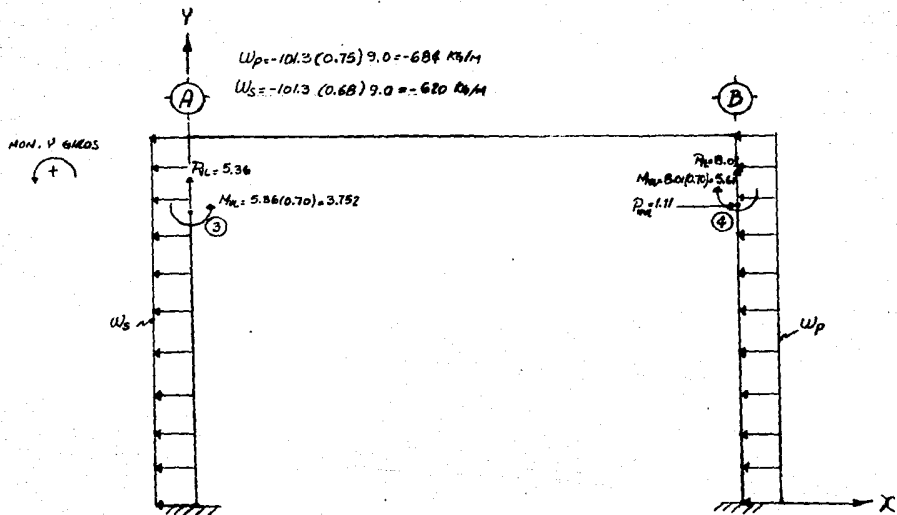


CARGA VERTICAL (CARGA MUERTA)  
 FZAS (TON), MOMENTOS (TON.M)

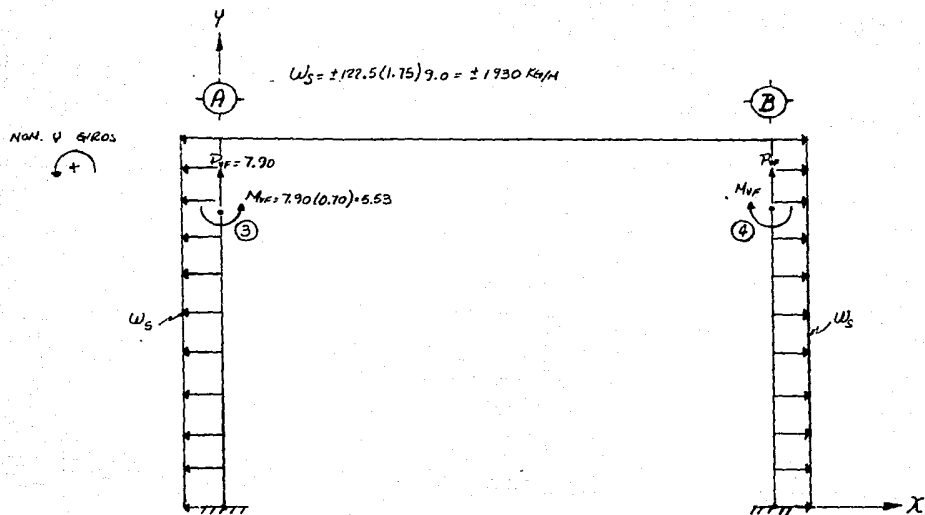


CARGA VERTICAL (CARGA VIVA)

FUERZAS (TON) MOMENTOS (TON-M)

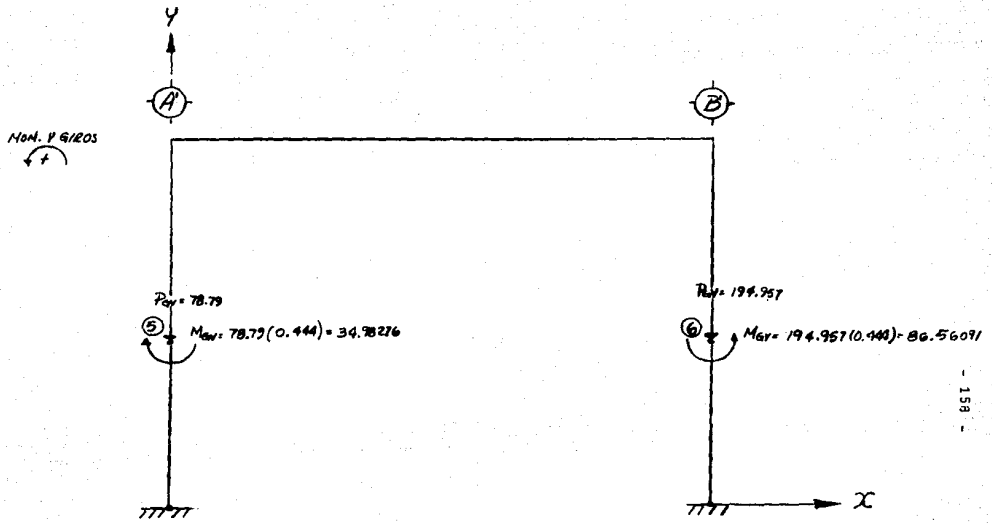


CARGA LATERAL (VTO. PERPENDICULAR A LAS GENERATRICES (VTO. -X))  
 FZAS (TON), MOMENTOS (TON.M)

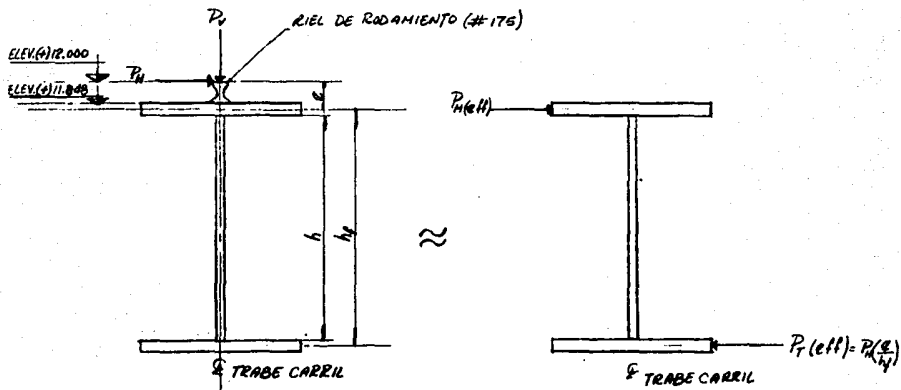


CARGA FRONTAL (VTO. PARALELO A LAS GENERATRICES)

FEAS (TON), MOMENTOS (TON.M)



CARGA DE GRUA (IMPACTO VERTICAL)  
 FZAS (TON), MOMENTOS (TON·M)



DATOS:

$$P_H = 7.5 \text{ TON}$$

$$h_f = 149.8 \text{ cm.}$$

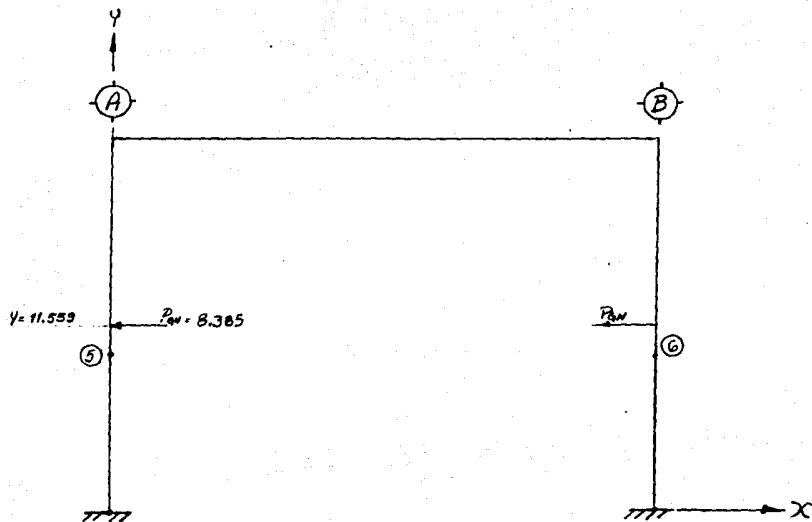
$$e = \frac{15.2 + 5.08}{2} = 11.74 \text{ cm.}$$

INCOGNITA:

$$P_H(eff) = P_H \left( \frac{h_f + e}{h_f} \right)$$

$$P_H(eff) = 7.5 \left( \frac{149.8 + 11.74}{149.8} \right) = 8.385 \text{ TON.}$$





CARGA DE GRUA (IMPACTO HORIZONTAL)

F2AS. (TON)

N./R. MODIOS, M1265/MB4EGFA, MB4, 5, 50 . JULIO CESAR FLORES D.  
 T. JUGARESA/ / . NARMA

ANÁLISIS DE UN MARCO EN EL PLANO  
 ANÁLISIS DE MARCOS TRANSVERSALES. TESIS 1989

NUMERO DE MIEMBROS = 7  
 NUMERO DE NUDOS = 8  
 NUMERO DE CARGAS = 5  
 E GLOBAL = 2100000.

D A T O S D E L O S N U D O S						
NUDO	GIRO	TRAS.Y	TRAS.X	COORDENADA-X	COORDENADA-Y	ECUAC
1	0	0	0	.000	2073.600	1
						2
2	0	0	0	3000.000	2073.600	3
						4
3	0	0	0	.000	1923.600	5
						6
4	0	0	0	3000.000	1923.600	7
						8
5	0	0	0	84.000	994.400	9
						10
6	0	0	0	2916.000	994.400	11
						12
7	1	1	1	84.000	.000	13
						14
8	1	1	1	2916.000	.000	15
						16
						17
						18

D A T O S D E L O S M I E M B R O S

MIEMBRO	HI	Nº	M. ESFERICA	ARFA	MOD. EJ. AST.	LONGITUD	TIPO	BARRA
1	1	2	1.000	1000000.000	2100000.000	3000.000	0	5
2	1	3	151980.000	246.500	2100000.000	150.000	0	3
3	3	5	151980.000	246.500	2100000.000	932.989	0	8
4	5	7	3134193.000	935.000	2100000.000	974.400	0	2
5	2	4	151980.000	246.500	2100000.000	150.000	0	8
6	4	6	151980.000	246.500	2100000.000	932.989	0	8
7	6	8	3134193.000	935.000	2100000.000	974.400	0	2

DATOS DE ENTRADA PARA CONDICION DE CARGA 1

MIEMBRO	CARGA	PRINCIPIA	TERMINA	ALFA
3	-8385.000	767.700	767.700	.000
6	-8385.000	767.700	767.700	.000

CARGAS NODALES PARA CONDICION 1

NUDO	MOMENTO-X	FUERZA VERT.	FUERZA HOR.
3	-324100.00	-4630.00	.00
4	324100.00	-4630.00	.00
3	-140000.00	-2000.00	.00
4	140000.00	-2000.00	.00
5	-3498276.00	-78790.00	.00
6	8656091.00	-194957.00	.00

DESPLAZAMTOS. Y GIROS DE LOS NUDOS PARA CONDICION DE CARGA 1

NUDO	GIRO	DESPL. VERT.	DESPL. HOR.
1	-.0002850	-.0100892	1.1891719
2	-.0013572	-.2032448	1.1891705
3	-.0003193	-.0100892	1.1446222
4	-.0013232	-.2032448	.9872937
5	-.0011249	-.0420780	.6514438
6	.0002272	-.1024746	.0030294
7	.0000000	.0000000	.0000000
8	.0000000	.0000000	.0000000

MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 1

MIEMBRO	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE1	CORTANTE2	AXIAL1	AXIAL2
1	-2.43	-3.93	-.00	.00	944.00	-944.00
2	3.00	-142533.00	-950.22	950.22	-.00	.00
3	-321566.39	267697.22	-1543.23	-6841.77	6517.52	-6517.52
4	-3765973.00	11125306.25	7400.78	-7400.78	84665.07	-84665.07
5	3.00	144776.00	965.19	-965.19	.00	.00
6	319324.15	2520424.59	1558.22	-9943.22	6516.18	-6516.18
7	6135666.50	3128326.09	9316.16	-9316.16	202341.93	-202341.93

DATOS DE ENTRADA PARA CONDICION DE CARGA 2

MIEMBRO	CARGA	PRINCIPIA	TERMINA	ALFA
2	-6.200	.000	150.000	.000
3	-6.200	.000	929.200	.000

- 163 -

4	-6.840	.000	994.400	.000
5	-6.840	.000	150.000	.000
6	-6.840	.000	929.200	.000
7	-6.840	.000	994.400	.000

CARGAS NODALES PARA CONDICION 2

NUDO	MOMENTO-X	FUERZA VERT.	FUERZA HOR.
3	375200.00	5360.00	.00
4	360700.00	3010.00	1110.00
5	-3498276.00	-78790.00	.00
6	8656091.00	-194957.00	.00
3	-324100.00	-4630.00	.00
4	324100.00	-4630.00	.00

DESPLAZAMTOS. Y GIROS DE LOS NUDOS PARA CONDICION DE CARGA 2

NUDO	GIRO	DESPL.VERT.	DESPL.HOR.
1	.0054481	.3328252	5.8825022
2	-.0070555	-.4995264	5.8825021
3	-.0054429	.3328252	5.0654119
4	-.0070351	-.4995264	4.8250471
5	.0016957	-.0392702	.9624970
6	-.0003087	-.0973126	.3041334
7	.0000000	.0000000	.0000000
8	.0000000	.0000000	.0000000

MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 2

MIEMBRO	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE1	CORTANTE2	AXIAL1	AXIAL2
1	-23.97	-26.22	-.02	.02	96.00	-96.00
2	19.00	45537.60	-161.19	-768.81	-.02	.02
3	5559.49	3488653.09	831.53	-6592.57	-657.82	657.82
4	-6966929.17	16502438.12	6506.57	-13671.85	77541.30	-77541.30
5	23.00	112233.00	235.38	-1261.38	.02	-.02
6	-348833.34	5245452.81	2057.54	-8413.27	-3579.77	3579.77
7	3410638.25	8623837.75	8701.40	-15503.10	192149.25	-192149.25

DATOS DE ENTRADA PARA CONDICION DE CARGA 3

MIEMBRO	CARGA	PRINCIPIA	TERMINA	ALFA
2	-19.300	.000	150.000	.000
3	-19.300	.000	929.200	.000
4	-19.300	.000	994.400	.000
5	19.300	.000	150.000	.000
6	19.300	.000	929.200	.000
7	19.300	.000	994.400	.000

CARGAS NODALES PARA CONDICION 3

NUDO	MOMENTO-X	FUERZA VERT.	FUERZA HOR.
3	553000.00	7700.00	.00
4	553000.00	7700.00	.00
5	-3498276.00	-78790.00	.00
6	8656091.00	-194957.00	.00
3	-324100.00	-4630.00	.00
4	324100.00	-4630.00	.00

DESPLAZAMTOS. Y GIROS DE LOS NUDOS PARA CONDICION DE CARGA 3

NUDO	GIRO	DESPL.VERT.	DESPL.HOR.
1	.0050395	-.1215121	-.6209906
2	-.0042440	-.1139902	-.6209906
3	.0047016	-.1215121	.1177180
4	-.0039064	-.1139902	-1.7602062
5	-.0017706	-.0374288	1.1268333
6	.0025517	-.0962608	-1.5153074
7	.0000000	.0000000	.0000000
8	.0000000	.0000000	.0000000

MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 3

MIEMBRO	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE1	CORTANTE2	AXIAL1	AXIAL2
1	8.16	-4.84	.00	-.00	10552.00	-10552.00
2	-9.25	-1365509.27	-10550.96	7655.96	.00	-.00
3	1594409.19	-33748.09	-7330.44	-10603.12	-3746.01	3746.01
4	-3464527.91	23154389.25	10204.79	-29396.71	73905.39	-73905.39
5	6.50	1364339.52	10543.14	-7648.14	.00	.00
6	-1593240.69	25286.19	7322.62	10610.93	-3945.30	3945.30
7	8630804.37	-28328471.25	-10212.64	29404.56	190072.39	-190072.39

DATOS DE ENTRADA PARA CONDICION DE CARGA 4

MIEMBRO	CARGA	PRINCIPIA	TERMINA	ALFA
2	-3.100	.000	150.000	.000
3	-3.100	.000	929.200	.000
4	-3.100	.000	974.400	.000
5	-3.420	.000	150.000	.000
6	-3.420	.000	929.200	.000
7	-3.420	.000	974.400	.000
3	-8385.000	767.700	767.700	.000
6	-8385.000	767.700	767.700	.000

CARGAS NODALES PARA CONDICION, 4

NUDO	MOMENTO-X	FUERZA VERT.	FUERZA HOR.
3	187600.00	2680.00	.00
4	-280350.00	4005.00	.00
5	-3498276.00	-78790.00	.00
6	8656071.00	-174957.00	.00
3	-324100.00	-4630.00	.00
4	324100.00	-4630.00	.00

DESPLAZAMTOS. Y GIROS DE LOS NUDOS PARA CONDICION DE CARGA 4

NUDO	GIRO	DESPL.VERT.	DESPL.HOR.
1	-.0029554	.1879098	4.0489173
2	-.0044536	-.3724483	4.0489163
3	-.0029768	.1879098	3.6044702
4	-.0044188	-.3724483	3.3825441

- 165 -

5	0.0017214	0.0003765	1.0008000
6	0.0003833	-0.0952781	0.3741511
7	0.0000000	0.0000000	0.0000000
8	0.0000000	0.0000000	0.0000000

MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 4

MIEMBRO	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE1	CORTANTE2	AXIAL1	AXIAL2
1	15.75	-15.82	-0.01	0.01	704.00	-704.00
2	15.50	-29627.79	-763.33	298.33	.00	.00
3	-56867.84	2351160.37	472.53	-10292.99	1915.33	-1915.33
4	-5847433.33	18247561.56	19221.60	14604.24	29225.72	-29225.72
5	15.50	1.0615.50	314.34	-1327.34	.00	.00
6	-16859.65	4977129.09	1378.27	-11941.14	502.76	-502.76
7	4372592.02	10303354.12	12243.26	-16244.15	196623.05	-196623.05

DATOS DE ENTRADA PARA CONDICION DE CARGA 5

MIEMBRO	CARGA	PRINCIPAL	TERMINA	ALFA
2	-9.650	.000	150.000	.000
3	-9.650	.000	129.700	.000
4	-9.650	.000	894.400	.000
5	-9.650	.000	150.000	.000
6	9.650	.000	529.700	.000
7	9.650	.000	294.700	.000
8	-8395.000	767.700	767.700	.000
6	-8395.000	767.700	767.700	.000

CARGAS NODALES PARA CONDICION 5

NODO	MOMENTO-X	FUERZA VERT.	FUERZA HOR.
3	226800.00	3930.00	.00
4	-226800.00	3930.00	.00
5	-3498276.00	-78770.00	.00
6	8656091.00	-194957.00	.00
3	-324100.00	-4630.00	.00
4	324100.00	-4630.00	.00

DESPLAZAMTOS. Y GIROS DE LOS NUDOS PARA CONDICION DE CARGA 5

NUDO	GIRO	DESPL. VERT.	DESPL. HOR.
1	0.016128	-0.129938	1.1891784
2	-0.034559	-0.2061498	1.1891702
3	0.016279	-0.129938	1.4516452
4	-0.032704	-0.2061498	1.6802776
5	-0.018735	-0.0394558	1.1530835
6	0.009758	-0.0950524	-1.4986167
7	0.000000	0.000000	0.000000
8	0.000000	0.000000	0.000000

MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 5

MIEMBRO	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE1	CORTANTE2	AXIAL1	AXIAL2
---------	----------	----------	-----------	-----------	--------	--------

1	.51	-6.87	-1.09	.00	5744.00	-5744.00
2	-.75	-750694.26	-5723.37	4280.87	.00	.00
3	703698.58	847910.75	-1324.88	-13027.10	321.82	-321.82
4	1346107.69	2204658.50	13000.46	-22596.42	77907.76	-77907.76
5	4.25	732937.76	5743.37	-4255.87	.00	.00
6	-761339.75	1940214.87	4339.67	-3757.89	290.47	-290.47
7	6715876.44	-7791326.12	3716.48	5879.48	195584.63	-195584.63

CONVENCION DE SIGNOS DEL PROGRAMA "MARMA"

- AXIAL:

Extremo i	J	
-	+	tensión en el miembro
+	-	compresión en el miembro

PARA EL DIAGRAMA.

EN LOS RESULTADOS SE CAMBIA EL SIGNO EN EL EXTREMO "i"

-CORTANTE PARA EL DIAGRAMA:

En los resultados se cambia el signo en el extremo "j"

-FLEXION PARA EL DIAGRAMA:

En los resultados se cambia el signo en el extremo "j"

4.3.2 ANALISIS DE MARCOS LONGITUDINALES.

Cálculo de carga de peso propio.

Puntal de elev(+)21.000 a elev(+)19.500

Horizontales:

2 JL 76x76x14.58 kg/m	Area: 18.58 cm <sup>2</sup>
Cantidad: 2	I x-x=104 cm <sup>4</sup>
Long.= 9.0m	
Pt = 14.58 x 9.0 x 2 = 262 Kg	

Montantes:

2 □ 76x76x14.58 kg/m	
Cantidad: 5	Area: 18.58 cm <sup>2</sup>
Long.= 1.5m	Ix-x=Iy-y=155.6 cm <sup>4</sup>
Pt= 14.58 x 5 x 1.5 = 110 kg	

Diagonales:

2 T 76x76x14.58kg/m	
Cantidad: 6	Area: 18.58 cm <sup>2</sup>
Long.= $(1.5^2 + 1.5^2)^{1/2} = 2.121$ m.	Ix-x= 104 cm <sup>4</sup>



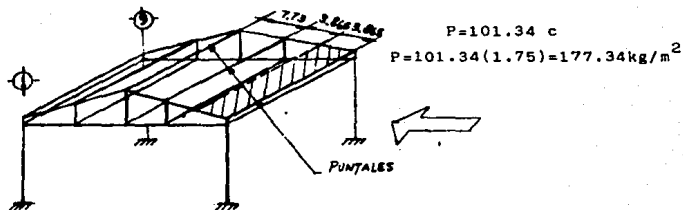
$$Pt = 14.58 \times 6 \times 2.121 = 186 \text{ kg} \quad Iy-y = 221 \text{ cm}^4$$

$$P = 262 + 110 + 186 = 558 \text{ kg}$$

$$W = \frac{558}{9} = 62 \text{ kg/m}$$

Para el puntal de elev(+)11.83 a (+)10.330 escogeremos la misma densidad de carga que para el caso anterior.

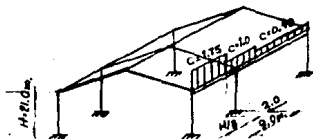
-Carga de viento perpendicular a las generatrices.



$$\text{Ancho tributario} = \frac{7.5}{2} = 3.75$$

$$W = 177.34(3.75) = 665 \text{ kg/m}$$

- Carga de viento paralelo a las generatrices.



$$P_1 = 101.34(1.75) = 177.34 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 101.34(1.0) = 101.34 \text{ kg/m}^2$$

$$W_1 = 177.34(3.75) = 665 \text{ kg/m}$$

$$W_2 = 101.34(3.75) = 380 \text{ kg/m}$$

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL MARCO LONGITUDINAL DE LA NAVE INDUSTRIAL.

PARA EL PUNTAL SUPERIOR:

Cuerda superior: 2  $\nabla$  76 x 76 x 6 x 14.58 kg/m. (barras: 1 a 6)

$$\text{Area} = 18.58 \text{ cm}^2$$

$$I_{x-x} = 104 \text{ cm}^4$$

$$r_{x-x} = 2.36 \text{ cm}$$

$$r_{y-y} = 3.5 \text{ cm.}$$

Cuerda inferior: 2  $\nabla$  76 x 76 x 6 x 14.58 kg/m. (barras: 20 a 25)

$$\text{Area} = 18.58 \text{ cm}^2$$

$$I_{x-x} = 104 \text{ cm}^4$$

$$r_{x-x} = 2.36 \text{ cm.}$$

$$r_{y-y} = 3.5 \text{ cm.}$$

Montantes: 2  $\square$  76 x 76 x 6 x 14.58 kg/m. (barras: 8 a 12)

$$\text{Area} = 18.58 \text{ cm}^2$$

$$I_{x-x} = I_{y-y} = 155.6 \text{ cm}^4$$

$$r_{x-x} = r_{y-y} = 2.89 \text{ cm.}$$

Diagonales: 2  $\nabla$  76 x 76 x 6 x 14.58 kg/m. (barras: 14 a 19)

$$\text{Area} = 18.58 \text{ cm}^2$$

$$I_{x-x} = 104 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 2.36 \text{ cm.}$$

$$r_y = 3.5 \text{ cm.}$$

PARA EL PUNTAL INFERIOR:

Cuerda superior: 2  $\nabla$  127 x 127 x 16 x 59.6 kg/m. (barras: 28 a 33)

$$\text{Area} = 75.6 \text{ cm}^2$$

$$I_{x-x} = 1124 \text{ cm}^4$$

$$r_{x-x} = 3.86 \text{ cm.}$$

$$r_{y-y} = 5.74 \text{ cm.}$$

Guern inferior: 2  $\Gamma$  76 x 76 x 9 x 21.42 kg/m (barras: 47 a 52)

$$\text{Area} = 27.2 \text{ cm}^2$$

$$I_x-x = 146.5 \text{ cm}^4$$

$$r_x-x = 2.32 \text{ cm.}$$

$$r_y-y = 3.58 \text{ cm.}$$

Montantes: 2  $\square$  102 x 102 x 13 x 38.1 kg/m (barras: 35 a 39)

$$\text{Area} = 48.4 \text{ cm}^2$$

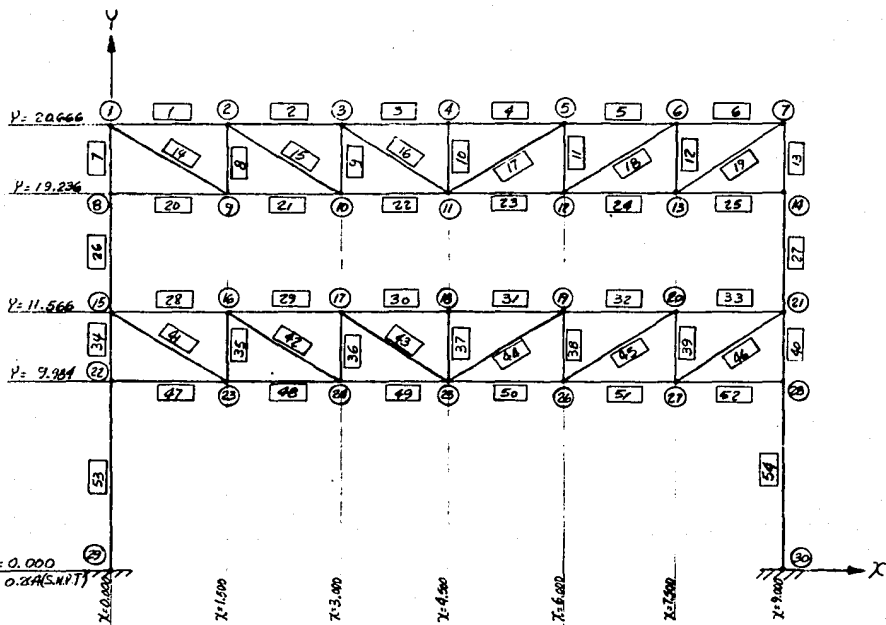
$$I_x-x = I_y-y = 674 \text{ cm}^4$$

Diagonales: 2  $\Gamma$  102 x 102 x 13 x 38.1 kg/m (barras: 41 a 46)

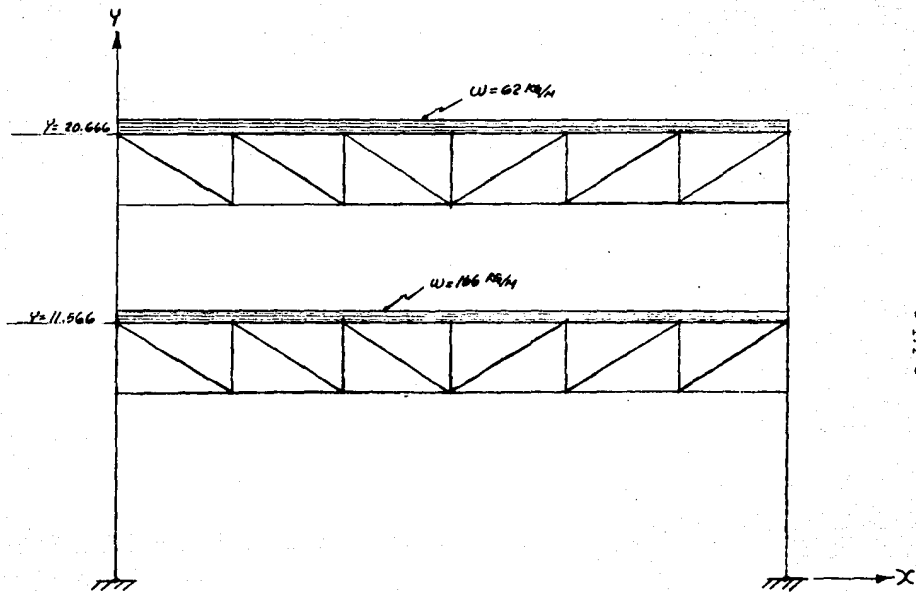
$$\text{Area} = 48.4 \text{ cm}^2$$

$$I_x-x = 462 \text{ cm}^4$$

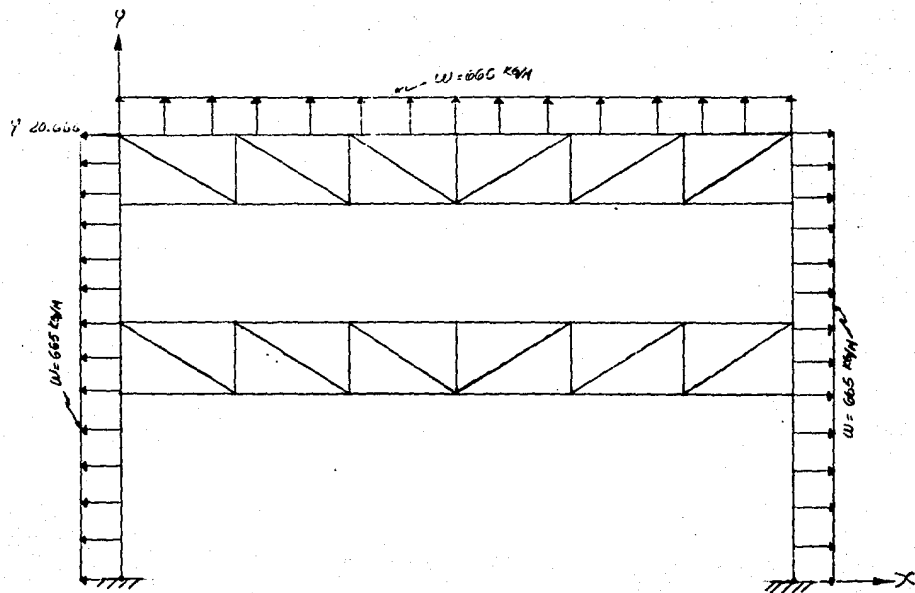
Columnas: Ver propiedades geometricas en la sección 4.3 de este trabajo (barras: 7, 13, 26, 27, 34, 40, 53 y 54)



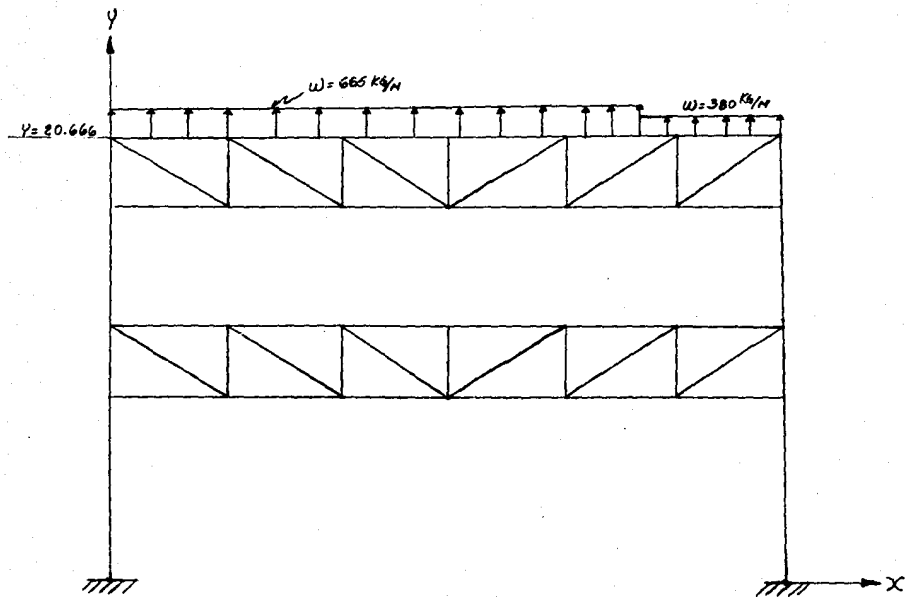
COORDENADAS, NODOS Y BARRAS DEL MARCO LONGITUDINAL



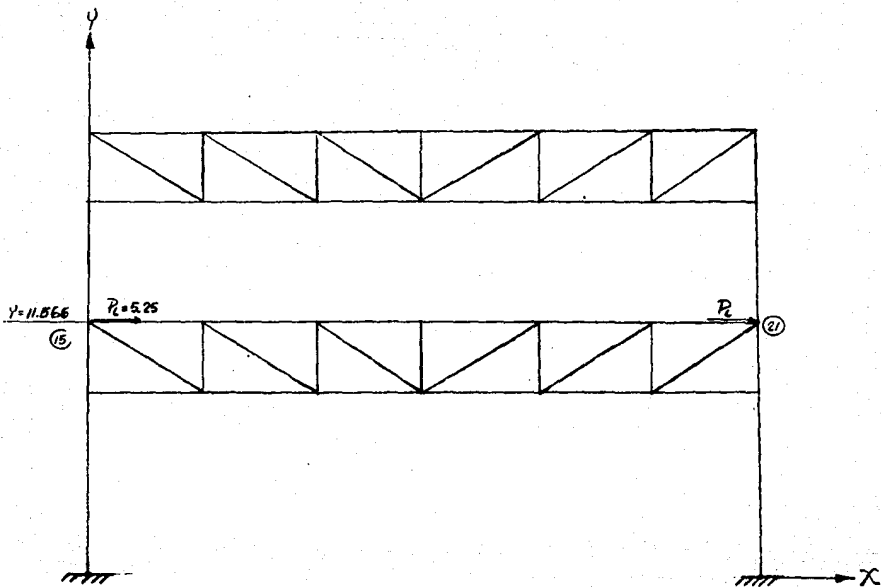
CARGA VERTICAL (CARGA MUERTA)



CARGA LATERAL (VIENTO PERPENDICULAR A LAS GENERATRICES, SUCCION)



CARGA FRONTAL (VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES, VIENTO + X)



CARGA DE GAVIA (IMPACTO LONGITUDINAL)

P205 (TON).



CONDICIONES DE CARGA.

No.	Descripción	Nomenclatura.
1	Carga muerta	C.M.
2	" de viento lateral	V.L.
3	" " " frontal	V.F.
4	" " impacto long. de la grúa.	I.L.

COMBINACIONES DE CARGA.

No.	Descripción	Factor de Reducción
1	100%CM+100%VL+20%IL	0.75
2	100%CM+100%VF+20%IL	0.75

CA. DEBATES, RIVERA, PARRALES Y CIA. S.A. TORRE DE CLAYTON FLORES 21.  
19910367 / 19910367

ANALISIS DE UN SALDO EN EL PLANO

ANALISIS DE MARCO LONGITUDINAL ESTADICO 1989

NUMERO DE MEDIDAS 04  
 NUMERO DE ALIQU 70  
 ALIQUO DE 100000 2  
 P. DEBIDA 100000.

D E B I T O		D E B I T O		D E B I T O		
DEB	STR	TRAC.Y	TRAC.Y	COMDEHADA-X	COMDEHADA-Y	CUANT
				1.000	2066.600	
						1
				150.000	2066.600	2
						3
						4
				300.000	2066.600	5
						6
						7
						8
				450.000	2066.600	9
						10
						11
				600.000	2066.600	12
						13
						14
				750.000	2066.600	15
						16
						17
				900.000	2066.600	18
						19
						20
				1.000	2066.600	21
						22

	0	0	0	100.000	1023.600	35	24
						36	26
10	0	0	0	300.000	1023.600	38	27
						39	29
11	0	0	0	400.000	1023.600	31	30
						32	32
12	0	0	0	600.000	1023.600	34	33
						35	35
13	0	0	0	750.000	1023.600	37	36
						38	38
14	0	0	0	900.000	1023.600	40	39
						41	41
15	0	0	0	.000	1156.600	42	42
						43	44
16	0	0	0	150.000	1156.600	45	45
						46	47
17	0	0	0	300.000	1156.600	49	48
						50	50
18	0	0	0	450.000	1156.600	52	51
						53	53
19	0	0	0	600.000	1156.600	55	54
						56	56
20	0	0	0	750.000	1156.600	58	57
						59	59
21	0	0	0	900.000	1156.600	61	60
						62	62
22	0	0	0	.000	998.400	64	63
						65	65
23	0	0	0	150.000	998.400	67	66

24	0	0	0	300.000	990.400	70	89
						71	
25		0	0	150.000	978.400	73	72
						74	
26	0	0	0	600.000	990.400	75	75
						77	
27	0	0	0	750.000	990.400	77	76
						80	
28	0	0	0	900.000	990.400	82	81
						83	
29	1	1	1	.000	.000		84
30	1	1	1	900.000	.000		

C A T A S D E L O S M I E M B R O S

MIEMBRO	N1	N2	H. DEFECTA	AREA	MED. ELAST.	LONGITUD	TIPO	BANDA
1	1	2	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
2	2	1	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
3	3	4	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
4	4	5	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
5	5	6	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
6	6	7	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
7	7	8	20800.000	242.000	2100000.000	143.000	0	23
8	8	9	150.000	18.600	2100000.000	143.000	0	23
9	9	10	150.000	18.600	2100000.000	143.000	0	23
10	10	11	150.000	18.600	2100000.000	143.000	0	23
11	11	12	150.000	18.600	2100000.000	143.000	0	23
12	12	13	150.000	18.600	2100000.000	143.000	0	23
13	13	14	30800.000	242.000	2100000.000	143.000	0	23
14	14	15	104.000	18.600	2100000.000	207.241	0	24
15	15	16	104.000	18.600	2100000.000	207.241	0	24
16	16	17	104.000	18.600	2100000.000	207.241	0	24
17	17	18	104.000	18.600	2100000.000	207.241	0	24
18	18	19	104.000	18.600	2100000.000	207.241	0	24
19	19	20	104.000	18.600	2100000.000	207.241	0	24
20	20	21	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
21	21	22	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
22	22	23	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
23	23	24	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
24	24	25	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
25	25	26	104.000	18.600	2100000.000	150.000	0	5
26	26	27	20800.000	242.000	2100000.000	767.000	0	24
27	27	28	20800.000	242.000	2100000.000	767.000	0	24
28	28	29	112.000	70.000	2100000.000	150.000	0	5
29	29	30	112.000	70.000	2100000.000	150.000	0	5
30	30	31	112.000	70.000	2100000.000	150.000	0	5

31	18	17	1124.000	75.400	2100000.000	150.000	0
31	19	20	1174.000	75.400	2100000.000	150.000	0
31	20	21	1174.000	75.400	2100000.000	150.000	0
31	17	18	20285.000	227.700	2100000.000	150.000	0
28	18	19	67.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	17	18	37.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	16	17	27.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	15	16	17.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	14	15	7.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	13	14	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	12	13	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	11	12	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	10	11	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	9	10	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	8	9	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	7	8	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	6	7	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	5	6	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	4	5	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	3	4	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	2	3	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	1	2	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	0	1	0.000	48.400	2100000.000	150.000	0
28	28	29	33152.000	925.000	2100000.000	998.400	0
28	28	30	48152.000	925.000	2100000.000	998.400	0

DATOS DE ENTRADA PARA CONDICION DE CARGA 1

NUMERO	CARGA	PRINCIPIA	TERMINA	ALFA
1	-1.620	.000	150.000	.000
2	-1.620	.000	150.000	.000
3	-1.620	.000	150.000	.000
4	-1.620	.000	150.000	.000
5	-1.620	.000	150.000	.000
6	-1.620	.000	150.000	.000
28	-1.660	.000	150.000	.000
29	-1.660	.000	150.000	.000
30	-1.660	.000	150.000	.000
31	-1.660	.000	150.000	.000
32	-1.660	.000	150.000	.000
33	-1.660	.000	150.000	.000
1	6.650	.000	150.000	.000
2	6.650	.000	150.000	.000
3	6.650	.000	150.000	.000
4	6.650	.000	150.000	.000
5	6.650	.000	150.000	.000
6	6.650	.000	150.000	.000
7	6.650	.000	150.000	.000
26	6.650	.000	150.000	.000
34	6.650	.000	150.000	.000
53	6.650	.000	998.400	.000
14	6.650	.000	150.000	.000
27	6.650	.000	998.400	.000
40	6.650	.000	150.000	.000
54	6.650	.000	998.400	.000

CARGAS NOCALES PARA CONDICION 1

NUMERO	MOMENTO-X	FUERZA VERT.	FUERZA HOR.
15	.00	.00	5250.00

## DESPLAZANTOS Y GIROS DE LOS NUDOS PARA CONDICION DE CARGA 1

NUDO	GIRO	DESPL. HENT.	DESPL. VERT.
1	.0000141	-.0646795	1.4127877
2	-.0000240	-.0722926	1.4112511
3	-.0000666	-.1186546	1.4035527
4	.0000566	-.1027832	1.3933713
5	.0001834	-.1033183	1.3831837
6	.0000279	-.0605185	1.3741495
7	.0003461	-.0695635	1.3699474
8	.0006047	-.0635816	1.4603672
9	-.0001436	-.0830977	1.4152341
10	-.0000748	-.1131098	1.4077670
11	.0000554	-.1225254	1.4024136
12	.0001582	-.0990159	1.3933827
13	.0000767	-.0529418	1.3895647
14	-.0000390	-.0088553	1.3724005
15	.0002236	-.0026192	1.6218160
16	-.0000709	-.0162086	1.6125534
17	.0001877	-.0227899	1.6054109
18	.0000513	-.0104231	1.6004979
19	.0001792	-.0067466	1.5961182
20	-.0001134	-.0146797	1.5926375
21	.0003247	-.0050092	1.6000394
22	-.0017926	-.0018573	1.5950392
23	-.0000054	-.0307527	1.5742580
24	-.0000001	-.0104527	1.5910532
25	.0000111	-.0109214	1.5972184
26	-.0000411	-.0177809	1.5813746
27	-.0001915	-.0205068	1.5857290
28	-.0002069	-.0031594	1.5197110
29	.0000000	.0000000	.0000000
30	.0000000	.0000000	.0000000

## TABLA (VER SECCION 5.4)

## MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 1

N. NUDO	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE1	CORTANTE2	AXIAL1	AXIAL2
1	12680.97	-10128.08	169.14	135.36	400.20	-400.20
2	12182.00	-10405.77	464.10	440.40	2004.64	-2004.64
3	11311.10	-10302.62	160.31	144.19	2651.25	-2651.25
4	10638.49	-11614.65	442.68	458.82	2452.84	-2452.84
7	10544.22	-11739.89	442.95	441.89	2382.52	-2382.52
8	10577.37	-11703.82	438.21	470.29	1094.22	-1094.22
7	-12996.87	378213.90	2089.23	-3032.73	2835.90	-2835.90
8	-2105.20	-2419.75	-31.24	31.64	2397.56	-2397.56
9	-1354.87	-1792.29	-19.21	19.21	1500.38	-1500.38
10	-107.80	-170.17	-1.58	1.58	889.87	-889.87
11	1101.97	1148.59	15.72	-15.72	1178.33	-1178.33
12	1856.71	2072.31	27.48	-27.48	2069.55	-2069.55
13	12976.67	-231197.63	-1051.65	2049.15	3516.74	-3516.74
14	-64.58	-337.53	-1.94	1.94	-3432.04	3432.04
15	50.27	50.18	.43	-.43	-2173.49	2173.49

14	292.55	202.55	1.51	-1.51	543.22	543.22
17	-355.56	31.58	-1.83	-1.83	-394.75	-394.75
18	-64.55	5.81	.29	.29	-1700.80	-1700.80
19	84.1	123.03	-1.51	-1.51	2961.26	2961.26
20	426.15	2114.07	42.72	-42.72	5502.07	-5502.07
21	645.41	348.34	9.92	-9.92	2986.03	-2986.03
22	400.27	371.63	1.13	1.13	1324.01	-1324.01
23	928.82	-321.56	7.30	7.00	1649.44	-1649.44
24	758.48	-321.14	-8.53	8.53	2296.22	-2296.22
25	-1637.33	3107.12	-31.53	31.53	4469.56	-4469.56
26	-329206.51	133863.30	2927.37	-2170.63	1340.56	-2360.66
27	234360.43	-333972.10	2426.43	2426.43	2680.12	-2548.37
28	-502.47	-30927.47	-334.03	80.03	9803.36	-7803.36
29	-55581.54	-14337.94	-627.30	378.30	8618.10	-8618.10
30	2531.64	4484.70	-77.86	-171.14	4141.53	-4141.53
31	-7612.31	75.76	-174.74	-74.26	4106.13	-4106.13
32	-8291.97	-11861.64	-258.86	9.86	37.55	-37.55
33	11971.65	41445.60	231.75	-480.75	-3693.59	3693.59
34	-10492.71	-1062781.42	-2743.67	6349.17	-3172.34	3172.34
35	-20274.35	-4035.73	-156.33	156.33	-2293.34	2293.34
36	11224.39	7841.10	120.54	-120.54	-4263.35	4263.35
37	3147.32	2427.21	35.24	-35.24	-345.88	345.88
38	7920.98	5417.74	84.32	-84.32	3375.66	-3375.66
39	2801.32	3191.04	37.59	-37.82	4114.17	-4114.17
40	27823.09	-1152001.08	-4995.49	5772.99	6052.48	-6052.48
41	10222.54	3743.73	91.31	-91.31	3963.45	-3963.45
42	-14573.45	-6217.28	-95.39	95.39	5808.59	-5808.59
43	3081.93	1509.92	91.06	91.06	6309.07	-6309.07
44	-478.01	274.21	-1.84	.84	-5799.12	5799.12
45	-1406.35	-2931.23	-19.90	19.90	-5323.26	5323.26
46	7349.47	13723.96	96.66	-96.66	-5583.54	5583.54
47	-12062.50	-4733.44	-112.05	112.05	-9032.10	9032.10
48	-159.60	-143.05	-2.02	2.02	-6395.62	6395.62
49	-1480.82	-1429.70	-19.40	19.40	2347.70	-2347.70
50	-3029.55	-2247.51	-28.51	28.51	6033.31	-6033.31
51	-1743.93	-2376.37	-27.61	27.61	9765.86	-9765.86
52	-8165.65	-15915.29	-160.54	160.54	13715.67	-13715.67
53	1030551.71	4912130.00	2683.91	-9322.27	3359.42	-3359.42
54	1167917.81	3228033.97	7222.48	-1083.32	6213.41	-6213.41

..... DATOS DE ENTRADA PARA CONDICION DE CARGA 2

NUMERO	CARGA	PRINCIPAL	TERMINA	ALFA
1	-1.620	.000	150.000	.000
2	-1.620	.000	150.000	.000
3	-1.620	.000	150.000	.000
4	-1.620	.000	150.000	.000
5	-1.620	.000	150.000	.000
6	-1.620	.000	150.000	.000
28	-1.640	.000	150.000	.000
29	-1.640	.000	150.000	.000
30	-1.640	.000	150.000	.000
31	-1.640	.000	150.000	.000
32	-1.640	.000	150.000	.000
33	-1.640	.000	150.000	.000
1	6.650	.000	150.000	.000
2	6.650	.000	150.000	.000
3	6.650	.000	150.000	.000
4	6.650	.000	150.000	.000
5	3.800	.000	150.000	.000
6	3.800	.000	150.000	.000

## CARGAS MODALES PARA CONDICION 2

MIEMBRO	MOMENTO-X	FUERZA VERT.	FUERZA HOR.
10	.00	.00	5250.00
21	.00	.00	5250.00

## DESPLAZAMTOS Y GIROS DE LOS MIEMBROS PARA CONDICION DE CARGA 2

MIEMBRO	GIRO	DESPL. VERT.	DESPL. HOR.
1	-.0001529	.1423614	1.1003633
2	-.0001330	.2024947	1.0950073
3	-.0000583	-.2374380	1.0238241
4	-.0011290	-.2366128	1.0704057
5	.0006071	-.1907047	1.0545499
6	.0005425	-.1109477	1.0451018
7	.0005322	-.0077101	1.0374758
8	.0000403	-.1410778	1.0790451
9	-.0002009	-.1939525	1.0757193
10	-.0000908	-.2323611	1.0818136
11	.0001492	-.23232871	1.0927478
12	.0003444	-.1868353	1.1064284
13	.0005793	-.1054922	1.1168120
14	.0006114	-.0072169	1.1171287
15	.0006050	.0000544	1.0229504
16	.0004972	-.0326454	1.0136540
17	.0001203	-.0222440	1.0091213
18	.0001080	-.0063024	1.0087678
19	.0000517	.0000167	1.0084708
20	-.0001226	.0107011	1.0122533
21	.0002709	-.0045511	1.0179735
22	-.0019111	.0013116	1.0351305
23	-.0003516	-.0374197	1.0525468
24	.0000964	-.0303198	1.0715643
25	.0000057	-.0065837	1.0905870
26	-.0006333	.0154430	1.0948314
27	-.0001700	-.0222898	1.0735678
28	-.0019767	-.0028757	1.0416803
29	.0000000	.0000000	.0000000
30	.0000000	.0000000	.0000000

## T A B L A

## MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 2

MIEMBRO	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE1	CORTANTE2	AXIAL1	AXIAL2
1	12636.89	-9729.43	470.30	434.20	1379.07	-1379.07
2	11796.82	-10292.40	462.28	442.22	2912.10	-2912.10
3	11283.82	-10781.82	455.60	448.70	3494.13	-3494.13
4	11154.82	-10086.94	459.00	445.00	3498.70	-3498.70
5	8434.32	-8679.00	343.54	333.46	3090.45	-3090.45
6	4607.54	-7273.77	221.14	255.06	1985.82	-1985.82
7	-17831.50	162736.00	1050.03	-1050.03	2785.41	-2785.41
8	-7610.11	-1806.27	-23.87	23.89	2333.81	-2333.81
9	-755.11	993.31	-11.60	11.60	1441.38	-1441.38
10	-372.85	-262.22	-4.58	4.58	908.40	-908.40
11	2473.34	1264.19	26.24	-26.84	1043.13	-1043.13



- 184 -

12	922.15	1090.35	14.07	-14.07	1495.60	-1495.60
13	7830.12	52384.70	419.33	-419.33	1752.73	-1752.73
14	-51.41	-61.46	.33	.33	-3355.79	3355.79
15	-257.32	32.65	.79	.79	2034.07	-2034.07
16	-236.31	261.18	-1.17	-1.17	-787.94	787.94
17	194.15	1139.26	6.53	-6.53	-570.74	570.74
18	-287.53	27.31	.97	.97	-1507.64	1507.64
19	-215.51	-365.34	-2.52	-2.52	756.88	-756.88
20	2445.46	1537.26	26.67	-26.67	866.04	-866.04
21	336.47	890.38	6.18	-6.18	-1586.96	1586.96
22	-40.00	456.25	4.13	-4.13	-3107.83	3107.83
23	-771.96	-145.29	-6.11	-6.11	-3301.25	3301.25
24	-930.98	-305.38	-8.24	-8.24	-2183.86	2183.86
25	-567.46	-475.94	-6.97	-6.97	-603.28	603.28
26	-165253.93	-115770.97	-359.20	359.20	2795.33	-2795.33
27	-51907.90	-89174.83	-183.94	183.94	1759.70	-1759.70
28	39979.37	59052.63	535.71	-784.71	9839.52	-9839.52
29	20735.57	10415.18	83.19	-332.19	4796.94	-4796.94
30	-11707.54	-1344.91	-211.52	-37.48	374.61	-374.61
31	-4033.09	1219.32	-142.19	-105.81	314.36	-314.36
32	-6178.15	-9788.05	-242.87	-6.13	-4003.44	4003.44
33	7585.42	27862.51	111.82	-360.82	-7948.73	7948.73
34	-46232.37	-113311.29	-7454.80	7454.80	2431.30	-2431.30
35	26104.75	10182.14	229.37	-229.37	-3067.26	3067.26
36	2497.47	1284.09	23.90	-23.90	-5194.95	5194.95
37	5362.02	4165.66	60.26	-60.26	-180.68	180.68
38	6432.12	4353.75	66.40	-68.40	4123.16	-4123.16
39	3881.52	3794.41	48.52	-48.52	4233.12	-4233.12
40	51594.87	-1139966.75	-6277.72	6879.72	5511.63	-5511.63
41	2559.35	1922.35	37.76	-37.76	4324.50	-4324.50
42	2574.97	4271.31	62.60	-63.60	7195.87	-7195.87
43	-1267.97	-242.97	-8.43	8.43	6401.62	-6401.62
44	204.51	526.59	3.36	-3.36	-6172.52	6172.52
45	-769.28	-1283.83	-12.10	12.10	-5274.85	5274.85
46	5700.61	9718.00	70.73	-70.73	1592.16	-1592.16
47	-14260.09	-7957.00	-148.11	148.11	-2577.44	2577.44
48	4198.01	-2982.93	-47.87	-47.87	-9567.52	9567.52
49	2522.50	-2070.63	-40.93	39.93	-4274.32	4274.32
50	-1682.02	2009.45	-24.65	24.65	4131.92	-4131.92
51	-1630.47	-2178.34	-25.38	25.38	8077.17	-8077.17
52	-7319.24	-14842.74	-145.75	145.75	12142.77	-12142.77
53	1147372.06	4081588.13	5237.34	-5237.34	2579.44	-2579.44
54	1154511.25	4100124.50	5263.06	-5263.06	5657.40	-5657.40

## 5.- D I S E Ñ O

Tomando en cuenta los resultados obtenidos en el Capítulo 4, referente al análisis de toda la estructura debida a las solicitaciones a la que está sujeta (vistas en el Capítulo 3), - se procederá a hacer el diseño de la misma, tomando en cuenta las secciones que se propusieron en el Capítulo 2.

Cabe aclarar que si alguna de las secciones propuestas no es aceptada después de haber hecho el diseño del elemento en - cuestión, se tendrá que cambiar las dimensiones de la sección, hasta que cumpla con las especificaciones de diseño.

## 5.1 DISEÑO DE CUBIERTA.

### 5.1.1 DISEÑO DE LARGUEROS DE TECHO

Considerando la densidad de carga más desfavorable que actúa en los largueros de techo (carga muerta + vto. lateral, según resultados obtenidos en el análisis hecho en cubierta), se procederá a determinar los elementos mecánicos máximos que actúan en los mismos.

Según la estructuración hecha en el capítulo 2, el ancho tributario de carga máxima que presenta un larguero es de:

$$b = \frac{1.546}{2} + \frac{1.546}{2} = 1.546 \text{ m}$$

Como:  $W_t = W_{c.m.} + W_{v.1.}$

$W_t$ : Densidad de carga total, actuante en el larguero de techo.

Siendo:  $W_{c.m.}$  = Densidad de carga muerta, que incluye el peso propio de la lámina del techo, el peso propio de los largueros, el peso de impermeabilizantes y el de accesorios, como se vió en el análisis de la cubierta (cap. 4), los pesos obtenidos fueron:

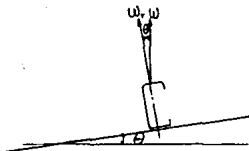
$$W_{c.m.} = 8 + 11.2 + 5 + 5 = 29.2 \text{ kg/m}^2; \text{ tomaré } 30 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{v.1.} = \text{Densidad de carga por succión del viento lateral, viento de } -175 \text{ kg/m}^2$$

$$W_t = 30 - 175 = -145 \text{ kg/m}^2$$

Por lo que la carga uniformemente repartida que actúa en un larguero es de:

$$W = W \times b = 145 \times 1.546 = 224 \text{ kg/m}$$



$$\theta = 14.03^\circ$$

$$W = 224 \text{ kg/m}$$

$$W_r = 224 \cos 14.03^\circ = 224 (0.97) = 217 \text{ kg/m}$$

Tomando en cuenta la carga uniformemente repartida más desfavorable que actúa en un larguero de techo ( $W_r=217 \text{ kg/m}$ ), procedemos a analizar dicho elemento por medio del Método de Cross, que es aplicable a vigas hiperestáticas (o sea, mayor número de incógnitas que de ecuaciones de equilibrio).

Para seguir para resolver una viga hiperestática por el Método de Cross:

- 1o. Definir los nodos que giran (nodos interiores); en nuestro caso son los nodos: 2,3,4,5,6,7 y 8.
- 2o. Obtener los factores de distribución en cada nodo o apoyo - por medio de las rigideces, o sea:

$$fd_{21} = \frac{K_{21}}{K_{21} + K_{23}} \quad ; \quad fd_{23} = \frac{K_{23}}{K_{21} + K_{23}}$$

$\Rightarrow K_{21} = \frac{3EI}{L} = \frac{3EI}{9} = \frac{1}{3} EI$

$\Rightarrow K_{23} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{9} = \frac{4}{9} EI$

$$fd_{21} = \frac{\frac{1}{3} EI}{(\frac{1}{3} EI + \frac{4}{9} EI)} = \frac{9}{21} = \frac{3}{7} = 0.43$$

$$fd_{23} = \frac{\frac{4}{9} EI}{(\frac{1}{3} EI + \frac{4}{9} EI)} = \frac{4}{7} = 0.57$$

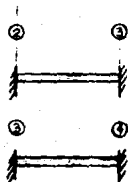
$$f_{c32} = \frac{K32}{K32+K34} \quad ; \quad f_{d34} = \frac{K34}{K32+K34}$$

$$K32 = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{9}$$

$$K34 = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{9}$$

$$f_{d32} = \frac{\frac{4}{9}EI}{\left(\frac{4}{9}EI + \frac{4}{9}EI\right)} = \frac{\frac{4}{9}EI}{\frac{8}{9}EI} = \frac{4}{8} = 0.5$$

$$f_{d34} = \frac{\frac{4}{9}EI}{\left(\frac{4}{9}EI + \frac{4}{9}EI\right)} = \frac{\frac{4}{9}EI}{\frac{8}{9}EI} = \frac{4}{8} = 0.5$$



3o. Obtener los momentos de empotramiento isostáticos para cada tramo.

Para los tramos:  $\bar{1}-\bar{2}$  y  $\bar{3}-\bar{4}$

$$M_{\bar{1}} = \frac{WL^2}{8}$$

Para los demás tramos:

$$M_{\bar{2}} = \frac{WL^2}{12}$$

4o. Calcular los momentos de desequilibrio isostático en cada nodo ( $M_D$ ) donde:

$$M_D = M_{E_i} - M_{E_{D_i}}$$

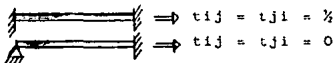
$M_{E_i}$  = Momento de empotramiento isostático izquierdo del nodo  $i$

$M_{E_{D_i}}$  = Momento de empotramiento isostático derecho del nodo

5o. Calcular los momentos distribuidos ( $M_{ij}$ ), o sea:

$$M_{ij} = M_D \times f_{dij}$$

6o. Se calculan los momentos transportados para cada nodo ( $M_t$ )



$$\therefore M_t = M\phi \times t_{ij}$$

Se repetirán tantas veces como sea necesario los puntos 4, 5 y 6 (a mayor número de interacciones, mayor será la aproximación en el resultado final).

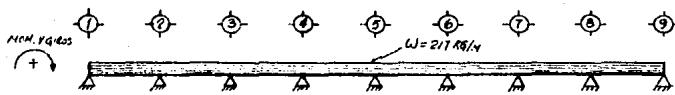
7o. Se calculará el momento final para cada nodo ( $M_f$ )

$$M_f = M_E + \sum M\phi - \sum M_t$$

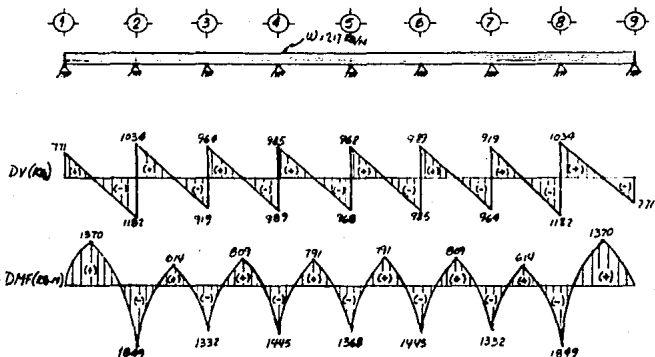
Para comprobar si los cálculos del análisis hecho es correcto, el momento final en cada nodo debe ser el mismo, o sea:

$$M_{ji} = -M_{ij}$$

- 190 -



L (cm)	900.0	700.0	700.0	700.0	300.0	900.0	700.0	900.0	
fd	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
M <sub>z</sub> (kg·m)	0	-2191 1567	-1468 1168	-1468 1468	-1468 1865	-1868 1868	-1468 1068	-1468 2191	0
M <sub>x</sub> (kg·m)	0	733	0	0	0	0	0	-733	0
M <sub>y</sub> (kg·m)	0	305 108	0 0	0 0	0 0	0 0	0 0	-08 -35	0
M <sub>z</sub> (kg·m)	0	0	203 0	0 0	0 0	0 0	0 -209	0	0
M <sub>x</sub>	0	0	-209	0	0	0	209	0	0
M <sub>y</sub>	0	0 0	-105 -105	0 0	0 0	0 0	105 105	0 0	0
M <sub>z</sub>	0	-52	0 0	-52 0	0 0	0 52	0 0	52	0
M <sub>x</sub>	0	52	0	52	0	-52	0	-52	0
M <sub>y</sub>	0	22 30	0 0	26 26	0 0	-26 -26	0 0	-30 -27	0
M <sub>z</sub>	0	0	15 13	0 0	13 -13	0 0	-13 -15	0	0
M <sub>x</sub>	0	0	-28	0	0	0	28	0	0
M <sub>y</sub>	0	0 0	-14 -14	0 0	0 0	0 0	14 14	0 0	0
M <sub>z</sub>	0	-7	0 0	-7 0	0 0	0 7	0 0	7	0
M <sub>x</sub>	0	7	0	7	0	-7	0	-7	0
M <sub>y</sub>	0	3 4	0 0	4 4	0 0	-4 -4	0 0	-4 -3	0
M <sub>z</sub>	0	0	2 2	0 0	2 -2	0 0	-2 -2	0	0
M <sub>z</sub> (kg·m)	0	-1057 1057	-1257 1360	-1493 1496	-1446 1446	-1490 1493	-1360 1357	-1057 1057	0
V <sub>z</sub> (kg)	917	917 917	917 917	917 917	917 917	917 917	917 917	917 917	917
V <sub>x</sub> (kg)	206	206 56	-56 -15	15 5	-5 -5	5 15	-15 -56	56 206	-206
V <sub>y</sub> (kg)	771	1103 1033	921 962	992 982	912 912	988 998	962 921	1033 1103	771
R <sub>z</sub> (kg)	771	2216	1003	1970	1744	1970	1003	2216	771



PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION PROPUESTA:  
(C254 x 12.37 kg/m)

$$R_{ef} = 0.822$$

$$R = 0.48$$

$$I_{x-x} = 1515 \text{ cm}^4$$

$$S_{x-x} = 119 \text{ cm}^3$$

REVISION DEL PERFIL PROPUESTO DE ACUERDO A LA TEORIA DEL AISI  
PARA PERFILES ROLADOS EN FRIJO:

$$f_w = \frac{b - 2(R_{ef})}{2w} = \frac{8.89 - 2(0.822)}{0.342} = 21$$

$$\left(\frac{f}{f_c}\right) \text{ limite} = \frac{1430}{71} = \frac{1430}{2100} = 31$$

donde:

$$f = 0.6f_p = 0.6(3500) = 2100 \text{ kg/cm}^2$$



Como  $\left(\frac{V}{c}\right)$  límite = 31 >  $\frac{V}{c} = 21 \Rightarrow$  se considera efectivo el ancho del patín.

Est. permisible (AISI) para miembros a flexión atiesados.

$$F_c = F_y(0.757 - 0.0003155 \frac{W}{c} \sqrt{F_y})$$

$$F_c = 3500 \left[ 0.757 - 0.0003155 (11.05) \sqrt{3500} \right] = 1961 \text{ kg/cm}^2 < 0.6 F_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

Si:  $M$  máx = 1349 kg.m  $\approx$  184,900 kg.cm

$$S_{nec} = \frac{M}{F_p} = \frac{184,900}{1961} = 95.0 \text{ cm}^3 < S_x - x = 119.0 \text{ cm}^3 \text{ O.K.}$$

Revisión por flecha: (para 8 claros iguales en una viga continua y los 4 claros con carga)

$$\Delta = \text{flecha máx} = 0.005 \frac{Wl^4}{EI}$$

$$W = 2.17 \text{ kg/cm}$$

$$L = 900 \text{ cm}$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 1515 \text{ cm}^4$$

Sustituyendo valores:

$$\Delta = \frac{0.0005(2.17)(900)^4}{2.1 \times 10^6(1515)} = 2.23 \text{ cm}$$

flecha permisible:  $f_p = \frac{l}{360}$

$$f_p = \frac{900}{360} = 2.5 \text{ cm} > \Delta = 2.23 \text{ cm O.K.}$$

### 5.1.2 DISEÑO DE ARMADURAS DE TECHO

Debido a que los elementos que forman parte de la armadura de techo están ligados de tal forma que en dicha unión se le considera como una articulación, sólo se considerará la acción de carga axial, ya sea tensión o compresión.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el programa ARPLA-del CECAFI (ver cap. 4 en la sección de análisis de marcos), se diseñarán todos los elementos constitutivos de dicha armadura de techo.

#### CUERDA SUPERIOR.

Para fines prácticos, se recomienda colocar una sola sección en la cuerda superior en ambas aguas, como se vió en el cap. 2 - en la sección de estructura principal (estructuración de la armadura de techo). Para la cuerda superior se propuso una sección de 2 7f 152.4 x 152.4 x 16 x 72 kg/m, que presenta las siguientes propiedades: (Ref. Manual AHMSA).

$$A = 91.613 \text{ cm}^2$$

$$I_x-x = 2010 \text{ cm}^4$$

$$S_x-x = 185.2 \text{ cm}^3$$

$$r_x-x = 4.67 \text{ cm}$$

$$r_y-y = 6.76 \text{ cm}$$

De la tabla 4.1 tenemos que el mayor valor para los miembros 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16 y 17 que pertenecen a la cuerda superior, es el correspondiente al 12 y 15, con 10.36 ton. siendo una fza a tensión.

Las longitudes correspondientes a éstos miembros en las 2 - direcciones, son de:  $L_x = 386.9 \text{ cm}$   $L_y = 773.8 \text{ cm}$ .

$$F_a = 0.6F_y = 0.6(2530) = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Ref. 1.5.1.4.5.1 (Esf. perm a la tensión)

Esfuerzo axial actuante:

$$F_a = \frac{P}{A} = \frac{10,360 \text{ kg}}{91.613 \text{ cm}^2} = 113 \text{ kg/cm}^2 < F_a = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

La sección propuesta si satisface la condición más desfavorable.

#### CUERDA INFERIOR.

Si siguiendo el criterio de conservar una sola sección, del cap. 2 observamos que la sección propuesta para la cuerda inferior es de 2 JL 127 x 127 x 9.5 x 36.6 kg/m y que con ayuda del Manual AHMSA tenemos las siguientes propiedades:

$$\text{Area} = 46.58 \text{ cm}^2$$

$$F_x-x = 3.96 \text{ cm}$$

$$F_y-y = 5.64 \text{ cm}$$

De la misma tabla 4.1, tenemos que el mayor valor para los miembros 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24 y 25 que pertenecen a la cuerda inferior es el obtenido por los miembros 21 y 22, que es de 10.05 ton., siendo una fuerza a compresión.

Sus longitudes efectivas de pandeo son de:

$$L_x = 375 \text{ cm}$$

$$L_y = 750 \text{ cm}$$

Obtención de las relaciones de esbeltez:

$$(KL/r)_x = \frac{1.0 \times 375}{3.96} = 95$$

$$(KL/r)_y = \frac{1.0 \times 750}{5.64} = 133$$

Tabla 5.1 Esfuerzos admisibles en kg/cm<sup>2</sup> para miembros en compresión (acero A 36)

Miembros Principales y Secundarios con $\frac{Kl}{r}$ no mayor de 120				Miembros Principales con $\frac{Kl}{r}$ de 121 a 200				Miembros Secundarios* con $Kl$ de 121 a 200			
$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_c}{F}$	$\frac{F_c}{K}$	$\frac{F_c}{K}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_c}{F}$	$\frac{F_c}{K}$	$\frac{F_c}{K}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_c}{F}$	$\frac{F_c}{K}$	$\frac{F_c}{K}$
		Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>			Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>			Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
1	1818	41	1366	81	1072	121	712	161	408	121	718
2	1813	42	1358	82	1064	122	702	162	400	122	708
3	1810	43	1352	83	1056	123	693	163	395	123	703
4	1807	44	1346	84	1048	124	682	164	389	124	698
5	1804	45	1340	85	1040	125	671	165	384	125	693
6	1801	46	1334	86	1031	126	660	166	381	126	688
7	1798	47	1328	87	1024	127	651	167	378	127	684
8	1794	48	1322	88	1018	128	641	168	372	128	681
9	1791	49	1317	89	1017	129	631	169	369	129	681
10	1788	50	1310	90	1008	130	622	170	364	130	684
11	1784	51	1304	91	991	131	612	171	360	131	681
12	1780	52	1298	92	982	132	603	172	358	132	681
13	1777	53	1291	93	972	133	593	173	351	133	678
14	1773	54	1285	94	968	134	585	174	347	134	678
15	1769	55	1280	95	960	135	576	175	343	135	673
16	1765	56	1272	96	948	136	567	176	338	136	671
17	1761	57	1264	97	938	137	560	177	338	137	671
18	1757	58	1258	98	930	138	551	178	331	138	671
19	1753	59	1252	99	921	139	543	179	329	139	668
20	1749	60	1246	100	913	140	538	180	326	140	668
21	1744	61	1241	101	908	141	530	181	321	141	664
22	1740	62	1234	102	894	142	521	182	317	142	668
23	1736	63	1228	103	888	143	513	183	314	143	668
24	1731	64	1220	104	877	144	508	184	310	144	678
25	1726	65	1211	105	867	145	498	185	307	145	671
26	1722	66	1204	106	858	146	491	186	304	146	668
27	1717	67	1197	107	848	147	483	187	300	147	668
28	1712	68	1190	108	840	148	476	188	297	148	668
29	1707	69	1182	109	830	149	470	189	294	149	663
30	1702	70	1178	110	821	150	467	190	291	150	648
31	1697	71	1170	111	811	151	461	191	288	151	648
32	1692	72	1160	112	802	152	454	192	285	152	641
33	1687	73	1150	113	792	153	448	193	282	153	641
34	1682	74	1140	114	783	154	443	194	279	154	642
35	1677	75	1130	115	772	155	437	195	276	155	642
36	1671	76	1120	116	768	156	430	196	274	156	641
37	1666	77	1110	117	758	157	426	197	271	157	648
38	1660	78	1100	118	748	158	420	198	268	158	638
39	1655	79	1090	119	738	159	416	199	266	159	638
40	1649	80	1080	120	728	160	410	200	262	160	637

\*  $K = 1$  para miembros secundarios.

Siendo nuevamente la más desfavorable la que se presenta en el eje y, para esa relación de esbeltez (133), tenemos que de la tabla 5.1, el esfuerzo admisible a compresión es de:  $F_a=593 \text{ kg/cm}^2$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{10.050}{46.58} = 216 \text{ kg/cm}^2 < F_a=593 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

### DIAGONALES

En este caso se propusieron 2 tipos de secciones para las diagonales, siendo que para los miembros 26 y 33 se tiene una -- sección de 2  $\text{T} 102 \times 102 \times 13 \times 38.10 \text{ kg/m}$ , y para los miembros restantes (mbos: 27, 28, 29, 30, 31 y 32) tenemos una sección -- propuesta de 2  $\text{T} 102 \times 102 \times 6 \times 19.64 \text{ kg/m}$ ; para el primer caso, según la tabla 4.1, el mayor valor se presenta en el miembro 26, siendo una fza. de  $P=8.223 \text{ ton.}$  a compresión; si analizamos a un sólo ángulo la fuerza actuante sobre éste es de:  $\frac{P}{2}=4.111 \text{ ton.}$ ; -- las características que presenta dicho ángulo son las sig.:

Del Manual AHMSA tenemos que para 1  $\text{L} 102 \times 102 \times 13$  presenta las sig. propiedades geométricas:

$$A=24.19 \text{ cm}^2$$

$$r_x=r_y=3.10 \text{ cm}, r_w=3.86 \text{ cm y } r_n=1.98 \text{ cm}$$

y las longitudes del miembro de:

$$L_x=L_y=L_w=L_n= 348 \text{ cm}$$

Esfuerzo actuante:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{4.111 \text{ kg}}{24.19 \text{ cm}^2} = 170.0 \text{ kg/cm}^2$$

Obtención de las relaciones de esbeltez para determinar el esfuerzo permisible del miembro sujeto a una fuerza de compresión:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_w = \frac{1.0(348)}{3.86} = 90.15 \approx 90.0$$

Según tabla 5.1, para ésta relación de esbeltez,  $F_a = 1000.6 \text{ kg/cm}^2$  que es mayor al esfuerzo actuante de  $170 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que sí satisface con respecto a la dirección del eje  $w - w$ .

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1.0(348)}{3.10} = 112 \Rightarrow F_a = 803 \text{ kg/cm}^2 > f_a \quad \text{O.K.}$$

Para miembros secundarios:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_z = \frac{1.0(348)}{1.98} = 175 \Rightarrow F_a = 473 \text{ kg/cm}^2 > f_a = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

Para el segundo caso, la tabla 4.1 nos indica que el máximo valor se presenta en el miembro 27 ó 32, con una fuerza de compresión de  $P = 3.291 \text{ ton.}$ ; para un ángulo, la fuerza actuante será de:

$$\frac{P}{2} = 1.6455 \text{ ton.}$$

Del Manual AHMSA, tenemos que para  $1 \text{ L } 102 \times 102 \times 6 \times 9.82 \text{ kg/m}$ , presenta las siguientes propiedades geométricas:

$$A = 12.52 \text{ cm}^2$$

$$r_x = r_y = 3.18 \text{ cm}, \quad r_w = 3.96 \text{ cm} \quad \text{y} \quad r_z = 2.0 \text{ cm}$$

y las longitudes correspondientes del miembro:

$$L_x = L_y = L_w = L_z = 473.0 \text{ cm}$$

Esfuerzo actuante:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{1645.5}{12.52} = 131 \text{ kg/cm}^2$$

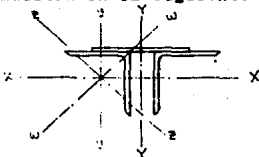
Esfuerzos permisibles:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0(473)}{3.18} = 149 \Rightarrow F_a = 553 \text{ kg/cm}^2 > f_a \quad \text{O.K.}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_w = \frac{1.0(473)}{3.96} = 119 \Rightarrow F_a = 733 \text{ kg/cm}^2 > f_a \quad \text{O.K.}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_s = \frac{1.0(473)}{2.0} = 237 > 200$$

Como el AISC en su sección 1.8.4 especifica que el máximo - valor para la relación de esbeltez es de 200, se tendrá que reducir la relación de esbeltez:  $(KL/r)_s$ , ya sea disminuyendo la longitud o aumentando el radio de giro; para conservar la misma sección propuesta, disminuirémos la longitud, que se logra colocando un arriostramiento como lo es una placa de apoyo en los 2 ángulos, como se muestra en la siguiente figura:



La longitud se reduce a la mitad, por lo que:

$$L_s = \frac{1}{2} (473) = 236.5 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_s = \frac{1.0(236.5)}{2.0} = 118 \Rightarrow F_a = 743 \text{ kg/cm}^2 > f_a \quad \text{O.K.}$$

por lo que sí satisfacen las secciones propuestas.

#### MONTANTES.

El análisis es similar a los hechos anteriormente; para los

montantes se escogió una sección de 2  $\square$  102 x 102 x 6 x 19.64 -- kg/m y que presenta las siguientes propiedades geométricas:

$$A = 25.04 \text{ cm}^2$$

$$r_x = r_y = 3.91 \text{ cm}$$

Para los miembros 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9, el máximo valor registrado es de P=6.63 ton. a tensión, y que se presenta en los miembros 1 y 9.

Esfuerzo actuante:

$$f_a = \frac{P \cdot 6.630 \text{ kg}}{A \cdot 25.04 \text{ cm}^2} = 265 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible:

Según el AISC, en su sección 1.5.1.4.5.1, el esfuerzo permisible para miembros sujetos a tensión es de:

$$F_a = 0.6 F_y = 0.6(2530) = 1518 \text{ kg/cm}^2 > f_a \quad \text{O.K.}$$

#### 5.1.2.1 DISEÑO DE ANGULO DE ASIENTO PARA EL APOYO DE LA ARMADURA DE TECHO

Tomando en cuenta el análisis realizado para la armadura de techo, observamos que la combinación de carga más desfavorable - fue la obtenida por carga muerta + carga viva y que los resultados de las reacciones en los apoyos de la armadura fueron los siguientes:

Apoyo Móvil (Nodo 17)

Axial = 6.63 ton  $\uparrow$

Cortante: 0.0 "

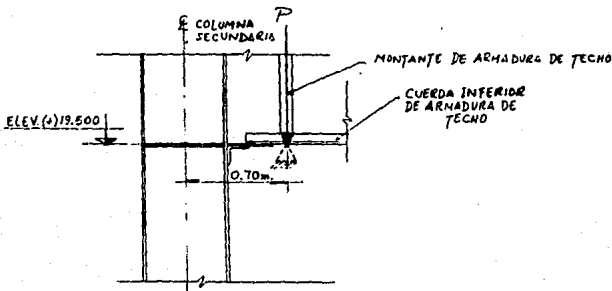


Apoyo Fijo (Nodo 18)

Axial: 6.63 ton

Cortante: 0.0 "

En la siguiente figura se muestra la acción de dicha fuerza en el ángulo de asiento.



La carga real se presentará a la mitad de la distancia cono  
cida como entrega mínima (N), referencia AISC 1.10.10, con la --  
siguiente ecuación:

$$\frac{R}{2(N+R)} \leq 0.75 F_y$$

$$(N+R)0.75F_y = \frac{R}{2}$$

$$N = \frac{R}{0.75F_y} - R$$

donde:

R= es el valor de la reacción de la armadura de techo =  
6330 kg.

F<sub>y</sub>= esfuerzo de fluencia del acero (A-36 ⇒ F<sub>y</sub> = 2530 kg/cm<sup>2</sup>)

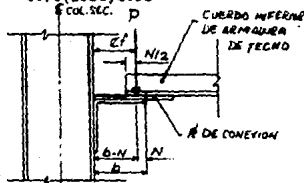
t= espesor del elemento que se apoya en el ángulo de asien  
to que, para un ángulo de: 127 x 127 x 9.5, tenemos un

$$t = 0.95 \text{ cm}$$

$$R = 2.22 \text{ cm (AISC pág. 1.43)}$$

Sust. valores:

$$N = \frac{6330}{0.75(2530)} 0.95 - 2.22 = 1.29 \text{ cm}$$



Proponiendo un ángulo de 127x76x9.5  
tenemos:

$$b = 3" = 7.6 \text{ cm}$$

$$b - N = 7.6 - 1.29 = 6.31$$

$$ef = (b - N) + N/2 = 6.31 + \frac{1.29}{2} = 6.96 \text{ cm}$$

Pero se supone que la sección crítica a la flexión se presenta al "pie del acuerdo", o sea:

$$R + t = R$$



$$e = ef - R = 6.96 - 2.22 = 4.74 \text{ cm}$$

Revisando el ángulo de asiento:

$$M = e \cdot p = 4.74(6330) = 30004 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$S_{nec} = \frac{M}{F_b} ; F_b = 0.75 F_y$$

$$S_{nec} = \frac{30004}{0.75(2530)} = 15.81 \text{ cm}^3$$

$$\text{Como: } S = \frac{Bt^2}{6} \quad (B = \text{ancho de la columna} = 40.0 \text{ cm})$$

∴ espesor

$$\text{del ángulo } t = \left(\frac{65}{8}\right)^{1/2} = \left(\frac{6(15.81)}{40}\right)^{1/2} = 1.54 \text{ cm} > 0.95 \text{ cm} \text{ espesor del ángulo propuesto.}$$

proponemos un ángulo de 127 x 76 x 16

$$b = 3'' = 7.6 \text{ cm}$$

$$b - N = 7.6 - \left(\frac{6330}{0.75(2530)} - 2.22\right) = 6.31$$

$$ef = (b - N) + \frac{N}{2} = 6.31 + \frac{1.29}{2} = 6.96$$

$$e = ef - R = 6.96 - 2.54 = 4.42 \text{ cm}$$

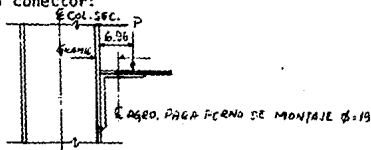
$$M = 4.1 (6330) = 27,979 \text{ kg cm}$$

$$S_{nec} = \frac{27979}{0.75(2530)} = 14.75 \text{ cm}^3$$

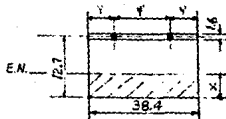
$$t = \left(\frac{6 \times 14.75}{40}\right)^{1/2} = 1.48 \text{ cm} < 1.60 \text{ cm} \text{ O.K.}$$

Sección definitiva: 127 x 76 x 16

Revisión del conector:



Cálculo de la distancia al eje neutro (X)



Iguando momentos estáticos tenemos que:

$$\frac{38.4x^2}{2} = 2(2.83)(11.9-x) \text{ Atornillo}$$

$$19.2x^2 = 67.35 - 5.66x$$

$$19.2x^2 + 5.66x - 67.35 = 0$$

$$x^2 + 0.295x - 3.51 = 0$$

$$x_{1,2} = \frac{-0.295 \pm \sqrt{(0.295)^2 - 4(1)(-3.51)}}{2(1)}$$

$$x_f = \frac{-0.295 + 3.76}{2} = 1.73 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + 2(2.83)(11.9-x)^2$$

$$I = \frac{38.4(1.73)^3}{3} + 2(2.83)(11.9-1.73)^2 = 652 \text{ cm}^4$$

Momento flexionante:

$$M = ef \cdot P = 6.96(6330) = 44057 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

De acuerdo a la fórmula de la escuadría:

Esfuerzo a tensión:

$$f_t = \frac{M}{I} = \frac{44057}{652}(11.9-1.73) = 687 \text{ kg/cm}^2 < 1617 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

Esp. AISC 1.5.2.1 pág. 5-23

Esfuerzo a cortante:

$$f_v = \frac{P}{2 \times \text{Remache}} = \frac{6330}{2(2.83)} = 1118 < 1225 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

Aplicando la fórmula de Interacción:

$$\text{como } f_v = 1118 \text{ kg/cm}^2 = 15902 \text{ lb/in}^2$$

$$f_t = 30,000 - 1.3f_v = 9327 \text{ lb/in}^2 < 23,000 \text{ lb/in}^2$$

Además, debe cumplirse que:

$$f_t = 30,000 - 1.3f_v = 9327 \approx f_t = 9330 \text{ lb/in}^2 \quad \text{O.K.}$$

Cálculo de la distancia al borde (y):

Según la tabla de la pág. 5-51 del AISC, la distancia mínima al borde para un remache de  $\phi = 3/4"$  es  $1 \ 1/4" = 3.175 \text{ cm}$

Por la fórmula tenemos que (y) vale:

$$y > \frac{2P}{F_u t}$$

$$F_u = 58000 \text{ lb/in}^2 = 4078 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{pág. 5-73 AISC})$$

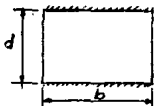
$$t = 1.9 \text{ cm}$$

$$y = \frac{2(6330)}{4078(1.9)} = 1.64 \text{ cm}$$

$$\text{Tomaré: } y = 3.175 \text{ cm}$$

$$y' = 38.4 - 2y = 38.4 - 2(3.175) = 32.05 \text{ cm}$$

- Cálculo de la soldadura necesaria para conectar el ángulo de asiento a la columna principal:



$$\text{Espesor de la columna } t = 1.9 \text{ cm}$$

$$\text{Tamaño mínimo de la soldadura} = 0.635 \text{ cm (pág. 5-52 AISC)}$$

$$S_x = b d = 12.7(38.4) = 488 \quad (\text{ver tabla de líneas de soldaduras})$$

Soldadura sujeta a cortante:

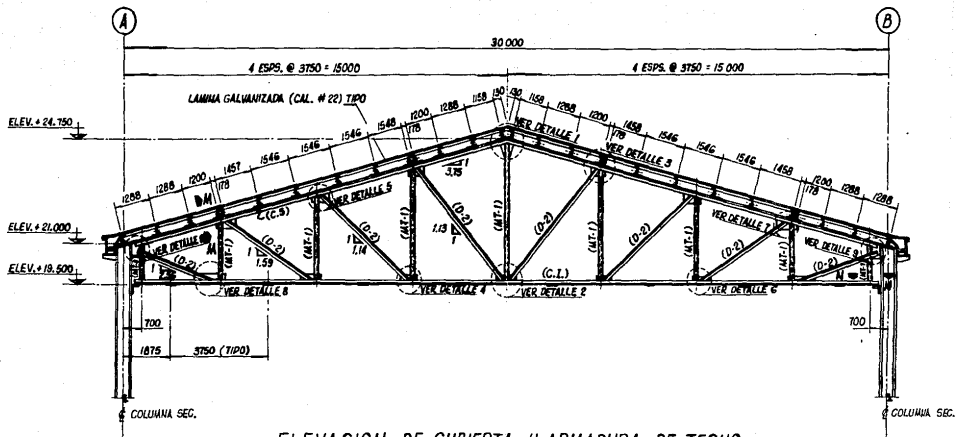
$$f' y = \frac{P}{2 \times 38.4} = \frac{6330}{76.8} = 82 \text{ kg/cm}$$

Soldadura sujeta a flexión:

$$M_x = 6.96(6330) = 44057 \text{ kg.cm}$$

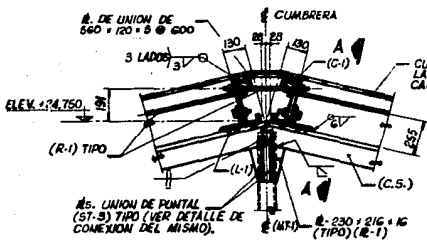
$$f'' z = \frac{M_x}{S_x} = \frac{44057}{488} = 90 \text{ kg/cm}$$

$$\therefore (f' y)^2 + (f'' z)^2 = (82^2 + 90^2)^{1/2} = 122 \text{ kg/cm} \Rightarrow t = 6 \text{ mm} \therefore f = 455 \text{ kg/cm} > 122 \text{ o.k.}$$

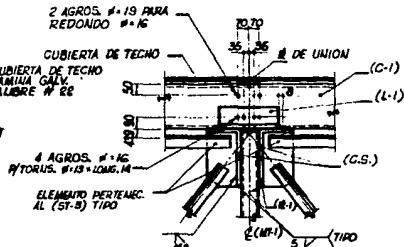


ELEVACION DE CUBIERTA Y ARMADURA DE TECHO  
(TIPO)

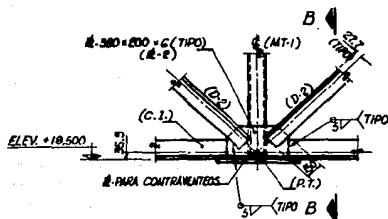
TABLA DE NOMENCLATURA	
IDENTIFICACION	DESCRIPCION
(C.S.)	CUERDA SUPERIOR 2 "I" 52 x 152 = 72.02 Kg/m.
(C.I.)	CUERDA INFERIOR 2 "L" 127 x 127 = 36.6 Kg/m.
(MT-1)	MONTANTE 2 "C" 102 x 102 = 38.1 Kg/m.
(D-1)	DIAGONAL 2 "I" 102 x 102 = 38.1 Kg/m.
(D-2)	DIAGONAL 2 "I" 102 x 102 = 38.1 Kg/m.
(G-1)	LARGUERO DE TECHO MT-305 x 13.74 Kg/m.
(E-1)	LARGUERO DE ALERO C-250 = 22.76 Kg/m.
(L-1)	ANGULO DE APOYO L-127 x 76 = 23.35 Kg/m.
(R-1)	REDONDO $\phi = 16 \times 1.55$ Kg/m.



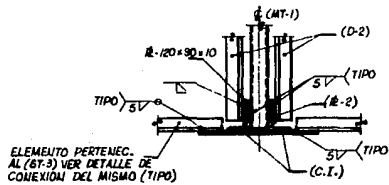
DETALLE 1



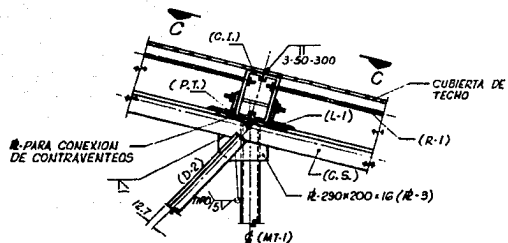
CORTE A-A



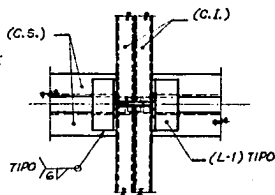
DETALLE 2



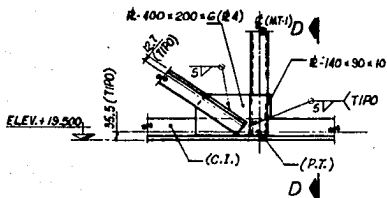
CORTE B-B



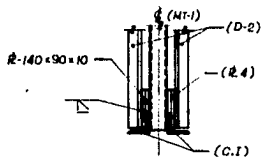
DETALLE 3



SECCION C-C

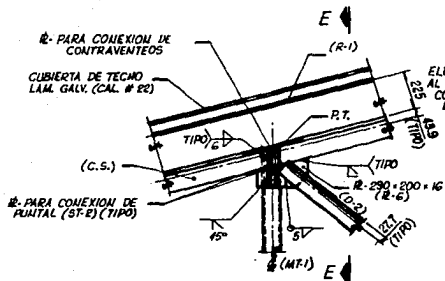


DETALLE 4



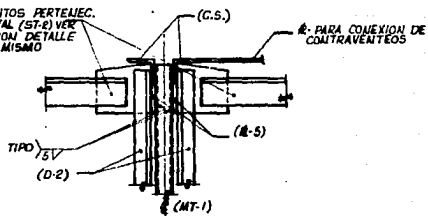
CORTE D-D



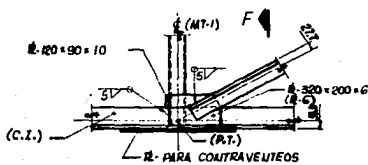


DETALLE 5

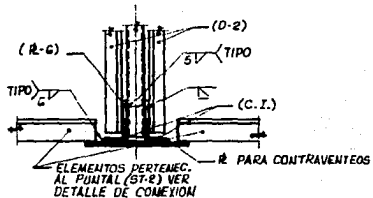
ELEMENTOS PERTENEC.  
AL PUNTA (ST-2) VER  
COEXION DETALLE  
DEL MISMO



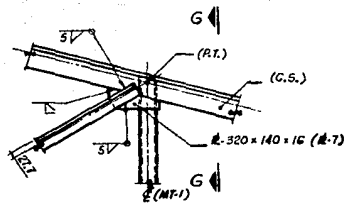
CORTE E-E



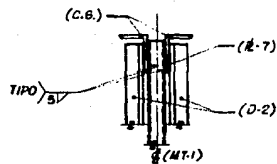
DETALLE 6



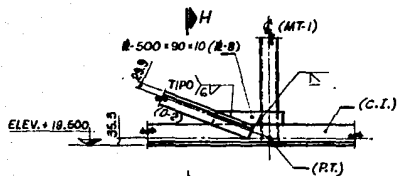
CORTE F-F



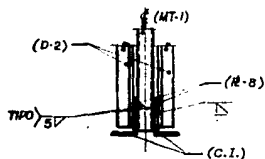
DETALLE 7



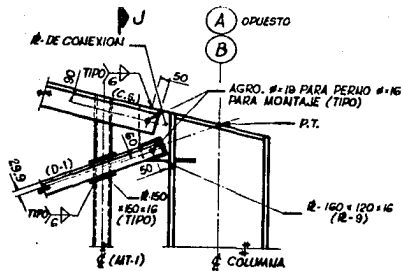
CORTE G-G



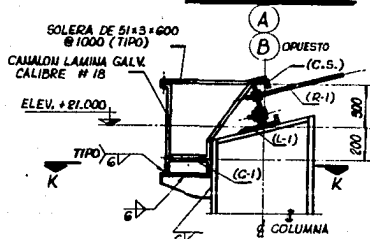
DETALLE 8



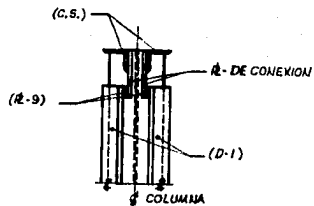
CORTE H-H



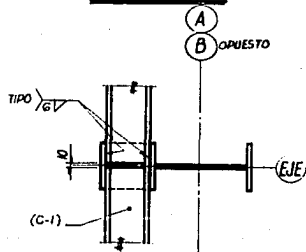
**DETALLE 9**



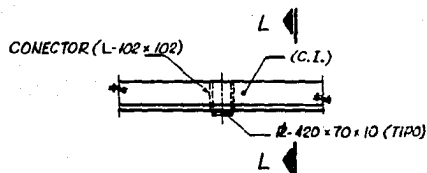
**DETALLE 10**



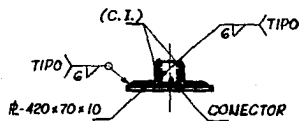
**CORTE J-J**



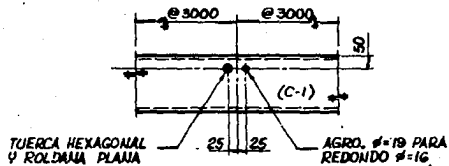
**CORTE K-K**



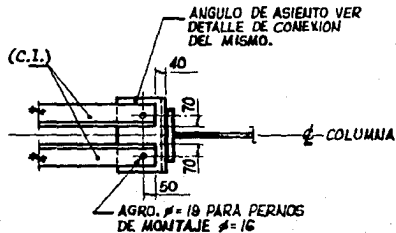
DETALLE 11



CORTE L-L



CORTE M-M

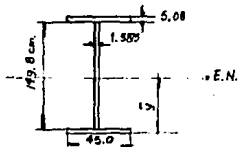


CORTE N-N

### 5.2 DISEÑO DE TRABE CARRIL

Obtención de propiedades geométricas de la sección propuesta.

Sección propuesta: IPC (Perfil I de 3 placas soldadas)



- Cálculo de  $\bar{y}$

Elemento	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	A x y
Patín sup.	228.60	157.42	35,986
Alma	237.81	79.98	19.020
Patín inf.	228.60	2.54	580.6
$\Sigma$	695.01		55,731.58

$$\bar{y} = \frac{\Sigma A \cdot y}{\Sigma A} = \frac{55,731.58}{695.01}$$

$$\bar{y} = 80.188 \text{ cm}$$

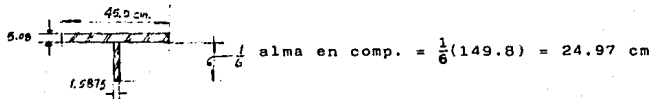
- Cálculo del Momento de Inercia con respecto al eje neutro ( $I_x$ )

Elemento	A (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	Ay <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	$I_o = \frac{1}{12}bh^3$	$I_x = Ay^2 + I_o$
Patín sup.	228.60	77.232	1,363.549	491.6	1,364,041
Alma	237.81	0.208	10.28	444,701	444,711
Patín inf.	228.60	77.648	1,378.278	491.6	1,378,770

$$\Sigma I_x = 3,187,522$$

$$S_{x_t} = \frac{I_x}{\bar{y}} = \frac{3,187,522}{80.188} = 39,751 \text{ cm}^3$$

$$S_{x_c} = \frac{I_x}{h - \bar{y}} = \frac{3,187,522}{(159.96 - 80.188)} = 39,958 \text{ cm}^3$$



$$A_t = (45 \times 5.08) + (1.5875 \times 24.97) = 268.23 \text{ cm}^2$$

$$I_t = \frac{1}{12} (5.08)(45)^3 + 0 = 38,576.25 \text{ cm}^4$$

$$r_t = \left( \frac{I_t}{A_t} \right)^{1/2} = \left( \frac{38,576.25}{268.23} \right)^{1/2} = 12.0 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{I_t}{y} = \frac{38,576.25}{(45/2)} = 1715 \text{ cm}^3$$

- Cálculo de Esfuerzos Permisibles:

Revisión de la Sección para ver si es compacta.

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{45}{2(5.08)} = 4.42 < \frac{190}{\sqrt{F_y}} = \frac{190}{\sqrt{36}} = 31.7$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{24.97}{2(1.5875)} = 7.86 < \frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.8$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159.96}{1.5875} = 100.76 < \frac{640}{\sqrt{F_y}} = \frac{640}{\sqrt{36}} = 106.7$$

$$\frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{76(17.71")}{\sqrt{36}} = 224.4" \approx 570 \text{ cm} < l_b = 900 \text{ cm}, \text{ no es compacta}$$

Si tomamos  $C_b = 1.0$

$$53\sqrt{C_b} = 53 < \frac{l_b}{r_t} = \frac{900}{12.0} = 75 < 119\sqrt{C_b} = 119$$

$$F_{bxc} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y \left( \frac{l_b}{r_t} \right)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y = \left[ \frac{2}{3} - \frac{36 (75)^2}{1530 \times 10^3 (1)} \right] 36 = 19,235 \text{ lb/in}^2$$

(AISC 1.5.6.4)

$$F_{by} = 0.75 F_y = 0.75(2530) = 1898 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Tensión y compresión en fibras extremas de simetría doble I y H (AISC 1.5.1.4 .3)})$$

$$F_{bxt} = 0.6 F_y = 0.6(2530) = 1520 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AISC 1.5.1.4.4})$$

Revisando por impacto vertical

$$fbx_c = \frac{Mmáx}{Sx_c} = \frac{347,225 \times 10^5}{39,958} = 869 \text{ kg/cm}^2 < Fbx_c = 1352 \text{ kg/cm}^2$$

$$fbx_t = \frac{Mmáx}{Sx_t} = \frac{347,225 \times 10^5}{39,751} = 874 \text{ kg/cm}^2 < Fbx_t = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por impacto horizontal

$$fbxc = \frac{277.78 \times 10^5}{39,958} = 695 \text{ kg/cm}^2 < Fbxc = 1352 \text{ kg/cm}^2$$

$$fbxt = \frac{277.78 \times 10^5}{39,751} = 699 \text{ kg/cm}^2 < Fbxt = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$fbyc = fbyt = \frac{19.92 \times 10^5}{1715} = 1162 \text{ kg/cm}^2 < Fby = 1898 \text{ kg/cm}^2$$

Relación de interacción en el patín de compresión

$$\frac{fbx_c}{Fbx_c} + \frac{fby_c}{Fby_c} < 1.00$$

$$\frac{695}{1352} + \frac{1162}{1898} = 0.514 + 0.612 = 1.126 > 1.00$$

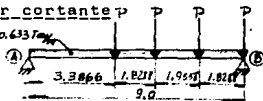
Pero revisando por Impacto Vertical + Impacto Horizontal e incrementando los esfuerzos permisibles, en el patín de compresión tenemos que:

$$\frac{869}{1.33(1352)} + \frac{1162}{1.33(1898)} = 0.48 + 0.46 = 0.94 < 1.00$$

∴ Se acepta la Sección por flexión

Revisión por cortante

$W_p = W_{plastic} + W_{p.c.} = 0.6337 \text{ m}^3$



$$P = 52.2 \times 1.25 = 65.25 \text{ ton}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow -9R_A + 65.25(1.8288 + (1.9558 + 1.8288) + ((2)(1.8288 + 1.9558))) + 0.633(9)4.5 = 0$$

$$R_A = 81.3943 \text{ ton}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_B - (4(65.25) + (0.633 \times 9)) = 0$$

$$R_B = 266.691 - 81.3943 = 185.30 \text{ ton}$$

$$f_v = \frac{V_{\text{máx}}}{A_{\text{alma}}} = \frac{185.3 \times 10^3}{(149.8 \times 1.5875)} = 779 \text{ kg/cm}^2$$

(AISC 1.10.5.2)

$$a = \text{dist} + \text{atiesadores en in} = \frac{900}{2.54} = 354''$$

$$h = \text{dist} + \text{patines en in} = \frac{149.8}{2.54} = 58.97''$$

$$\text{Como: } \frac{a}{h} = \frac{354}{58.97} = 6.0 > 1.0 \Rightarrow K = 5.34 + \left(\frac{4}{a/h}\right)^2 = 5.34 + \frac{4}{(6)^2} = 5.451$$

$$C_v = \frac{1590}{h/t} \sqrt{\frac{K}{F_y}} = \frac{1590}{149.8/1.5875} \sqrt{\frac{5.451}{2530}} = 0.782$$

t: espesor del alma

$$\text{Esf. Perm: } F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v = \frac{2530(0.782)}{2.89} = 685 \text{ kg/cm}^2 < f_v = 779 \text{ kg/cm}^2$$

∴ se tendrán que colocar atiesadores

Tomando  $a = 225 \text{ cm} \approx 88.58''$

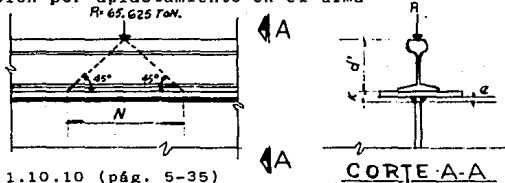
$$\frac{a}{h} = \frac{88.58}{58.97} = 1.50 > 1.0 > K = 5.34 + \left(\frac{4}{1.50}\right)^2 = 7.11$$

$$C_v = \frac{1590}{149.8/1.5875} \sqrt{\frac{7.11}{2530}} = 0.890$$

$$F_v = \frac{2530}{2.89} (0.890) = 779 \text{ kg/cm}^2 = f_v = 779 \text{ kg/cm}^2$$



Revisión por aplastamiento en el alma



AISC 1.10.10 (pág. 5-35)

$$K = t_f + e$$

C: espesor de la soldadura de filete que une al alma con el patín, suponiendo que sea de  $C = 0.8$  cm

$$K = 5.08 + 0.80 = 5.88 \text{ cm}$$

$$N = 2d^1.; d^1 = 6'' (\text{Ref. AISC pág. 1-108}) \quad N = 2(6 \times 2.54) = 30.48 \text{ cm}$$

Para cargas interiores:

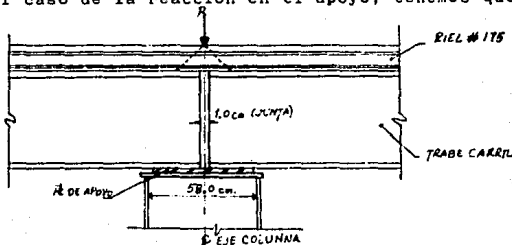
$$\frac{R}{t(N+2K)} \leq 0.75 F_y \quad (1.10.8)$$

Sust. valores:

$$\frac{65,625 \text{ kg}}{1.5875 \text{ cm}(30.48 + 2(5.88)) \text{ cm}} = 978 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.75 F_y = 0.75(2530) = 1897.5 \text{ kg/cm}^2 > 978 \text{ kg/cm}^2$$

Para el caso de la reacción en el apoyo, tenemos que:



En este caso  $N = 58.0 - 1.0 = 57.0$  cm

Del AISC fórmula 1.10.9, tenemos que para puntos localizados en la reacción, es:

$$\frac{R}{t(N+K)} \leq 0.75 F_y$$

$$\frac{185,300}{15875(57+5.08)} = 1856 \text{ kg/cm}^2 < 1897.5 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por Compresión en el alma: (Ref. 1.10.10.2 AISC); tenemos que esf. admisible considerando la fórmula más desfavorable que es cuando el patin de compresión está restringido al giro, - es:

$$\left[ 2 + \frac{4}{(a/h)^2} \right] \frac{703,000}{(h/t_w)^2} \quad (1.10.11)$$

$a=225$  cm

$h=149.8$  cm

$t_w=1.5875$  cm

Sust. valores:

$$F_a = \left[ 2 + \frac{4}{(225/149.8)^2} \right] \frac{703,000}{(149.8/1.5875)^2} = 298 \text{ kg/cm}^2$$

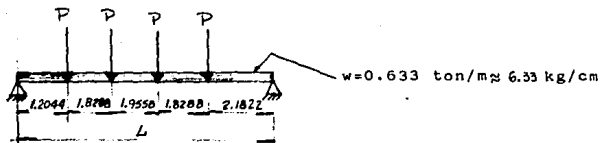
y el actuante (1.10.10.2 ref. AISC)

$$f_a = \frac{65,625}{1.5875(149.8)} = 276 \text{ kg/cm}^2 < 298 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión por deflexión:

$$\delta_{máx} = \frac{5wL^4}{384ES} + \frac{PL^3}{48EI} \left[ \left( \frac{3a}{L} - 4\left(\frac{a}{L}\right)^3 \right) + \left( \frac{3(a+b)}{L} - 4\left(\frac{a+b}{L}\right)^3 \right) \right. \\ \left. + \left( \frac{3(d+e)}{L} - 4\left(\frac{d+e}{L}\right)^3 \right) + \frac{3e}{L} - 4\left(\frac{e}{L}\right)^3 \right]$$

$$P = 65.625 \text{ ton}$$



$$L = 9.0m$$

$$\delta_{\max} = \frac{5(633)(900)^4}{384(2.1 \times 10^6)(3,187,522)} + \frac{65,625(900)^3}{48(2.1 \times 10^6)(3,187,522)}$$

$$\left[ \frac{3(120.44)}{900} - 4\left(\frac{120.44}{900}\right)^3 + \frac{3(303.32)}{900} - 4\left(\frac{303.32}{900}\right)^3 + \frac{3(401.1)}{900} - 4\left(\frac{401.1}{900}\right)^3 + \frac{3(218.22)}{900} - 4\left(\frac{218.22}{900}\right)^3 \right]$$

$$\delta_{\max} = 0.00807 + 0.14804 [0.3918 + 0.8579 + 0.9829 + 0.670] = 0.437 \text{ cm}$$

$$< -\frac{1}{100} = 0.9 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max, h} = \frac{PL^3}{48EI} \left[ \left( \frac{3a}{L} - 4\left(\frac{a}{L}\right)^3 + \frac{(3a+b)}{L} - 4\left(\frac{a+b}{L}\right)^3 + \frac{3(d+e)}{L} - 4\left(\frac{d+e}{L}\right)^3 \right) \left( \frac{3e}{L} - 4\left(\frac{e}{L}\right)^3 \right) \right]$$

$$\delta_{\max, h} = \frac{3,550(900)^3}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 38,576} (0.3918 + 0.8579 + 0.9829 + 0.670)$$

$$= 1.93 \text{ cm} < \frac{L}{100} = 9.0 \text{ cm}$$

Soldadura entre patin y alma:

$$q = \frac{VQ}{I}$$

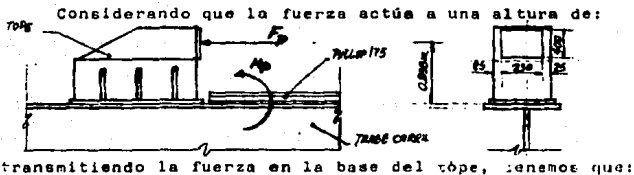
$$Q = b_f t_f x_d = 45(5.08)77.232 = 17,655.235 \text{ cm}^3$$

$$q = \frac{185,300(17,655.235)}{3,187,522} = 1026 \text{ kg/cm} < 1330 \text{ Kg/cm} (q = 8 \text{ mm})$$

5.1 DISEÑO DE TOPES DEL PUENTE (trabe grúa)

El diseño de dichos elementos se hará con los siguientes -  
datos proporcionados por el fabricante:

Para el puente:  $F_p = 53.1$  ton/por tope



$$F_p = 53.1 \text{ ton.}$$

$$i: p = 53.1 (0.832) = 44.5 \text{ ton.m.}$$

tomando en cuenta el efecto de la fuerza cortante ( $F_p$ ):

Si el esfuerzo permisible al corte vale:

$$F_v = 0.40 F_p$$

Para el material de acero A-36 tenemos que:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore F_v = 0.40(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

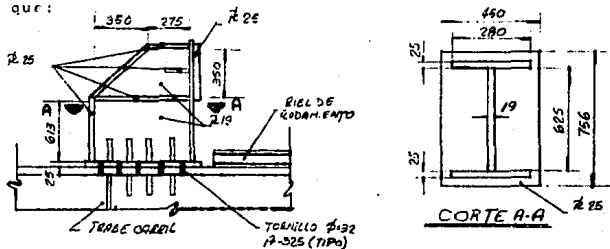
El esfuerzo actuante se define como:

$$\text{Fact} = \frac{F_p}{A_{\text{alma}}} = A_{\text{alma}} = \frac{F_p}{\text{Fact}}$$

Siendo que el fact  $\leq F_{\text{perm}} \leq F_v = 1012 \text{ kg/cm}^2$

$$\therefore A_{\text{alma}} = \frac{53,100 \text{ kg}}{1012 \text{ kg/cm}^2} = 52.47 \text{ cm}^2$$

Proponiendo la siguiente sección para el tope de grúa, tenemos que:



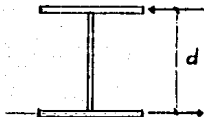
$$\text{Area alma} = (62.5 \times 1.9) = 118.75 \text{ cm}^2$$

$$\therefore \text{fact} = \frac{53,100}{118} = 450 \text{ kg/cm}^2 < F_{perm} = 1012 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

teniendo en cuenta el efecto de la excentricidad de la fuerza - (M<sub>p</sub>)

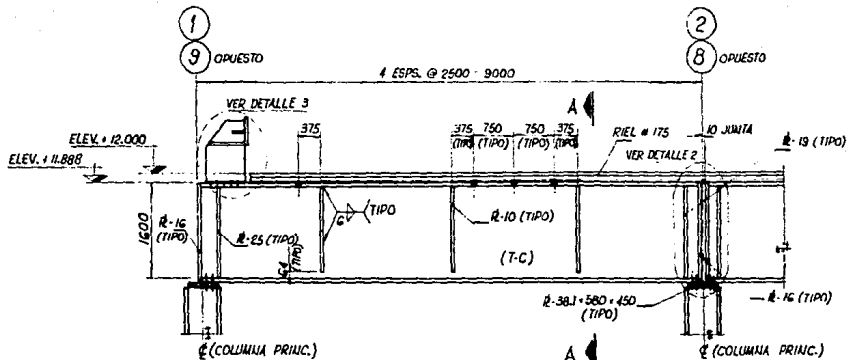
$$M_p = 44.5 \text{ ton.m}$$

\therefore El par actuante en los patines vale:

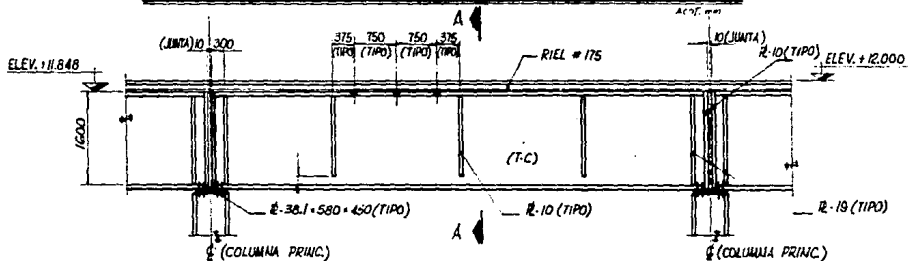


$$F = \frac{M}{d} = \frac{44.5 \times 1000 \times 100}{(62.5 + 2.5)} = 68,462 \text{ kg.}$$

$$\text{fact} = \frac{68,462}{28 \times 2.5} = 978 \text{ kg/cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

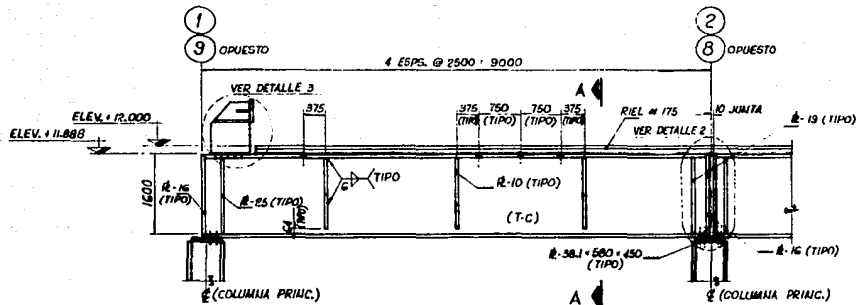


ELEVACION DE TRABE CARRIL ENTRE EJES 1-2 Y 8-9

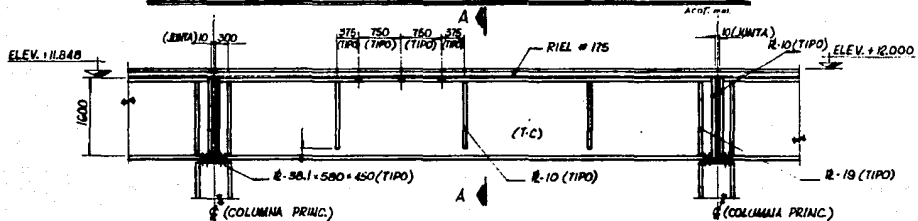


ELEVACION DE TRABE CARRIL ENTRE EJES 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7 Y 7-8

Acq. mir

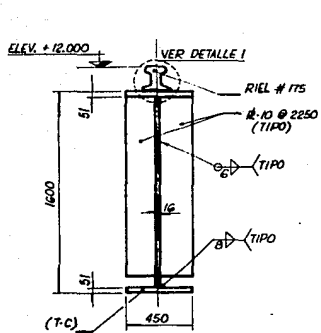


ELEVACION DE TRABE CARRIL ENTRE EJES 1-2 Y 8-9

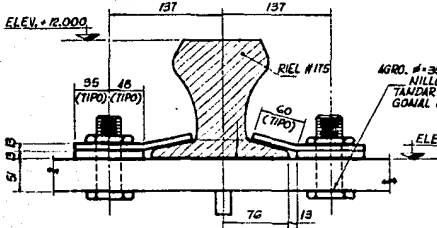


ELEVACION DE TRABE CARRIL ENTRE EJES 2-3, 3-4, 4-5, 6-7 Y 7-8

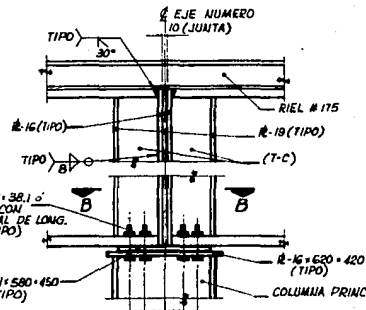
Acof. 1000



CORTE A-A



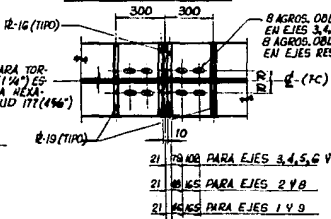
DETALLE 1



8 TORNILLOS DE Ø-58.1 @  
 #-32 ESTANDAR CON  
 CABEZA HEXAGONAL DE LONG.  
 146 (5/4") (TIPO)

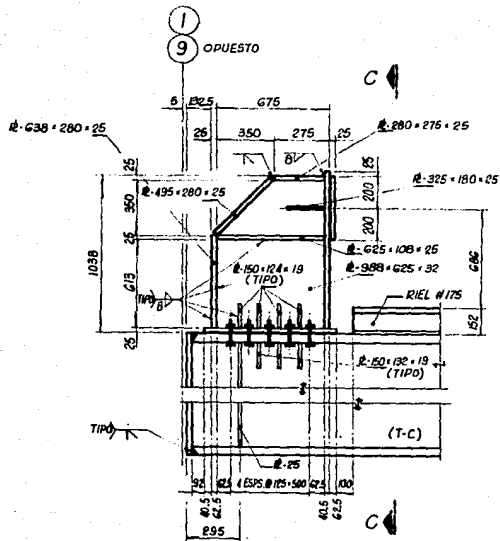
8 AGROS. OBLONGOS #35x50  
 EN EJES 3, 4, 5, 6 Y 7  
 6 AGROS. OBLONGOS #41x50  
 EN EJES RESTANTES

DETALLE 2

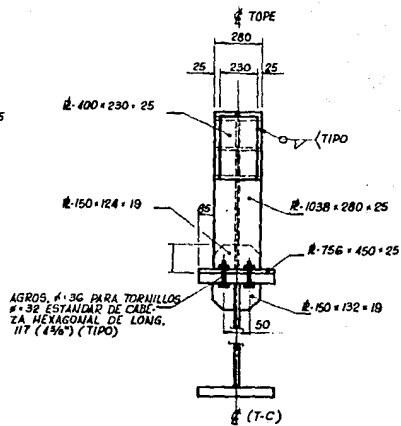


CORTE B-B



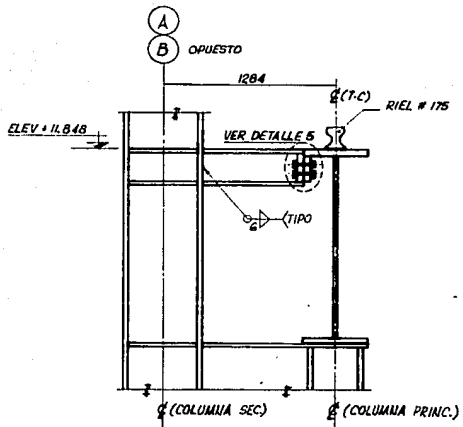


DETALLE 3

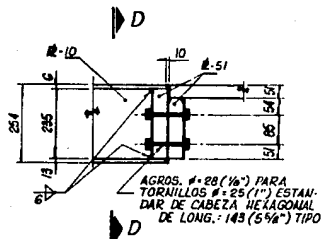


CORTE C-C

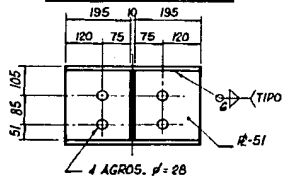
AGROS, 4-3C PARA TORNILLOS  
 #32 ESTANDAR DE CABLE  
 ZA HEXAGONAL DE LONG.  
 117 (4 3/4") (TIPO)



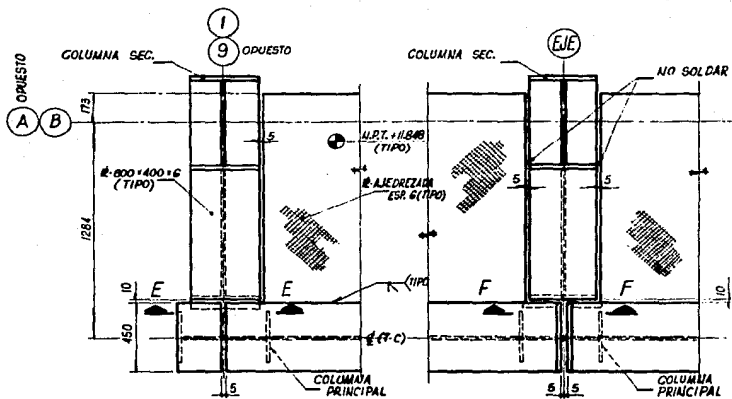
DETALLE 4.- ELEVACION TIPO



DETALLE 5

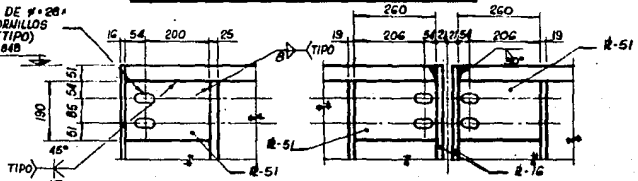


CORTE D-D



DETALLE 5: PLANTA TIPO

AGROS. OBLONGOS DE  $\# \cdot 28 \cdot$   
 LONG. = 50 PARA TORNILLOS  
 $\# \cdot 25$  ESTÁNDAR (TIPO)  
 ELEV. + 11.848



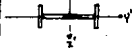

CORTE E-E

CORTE F-F

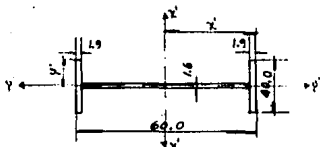
### 5.3 DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de las mismas se llevará a cabo en base a los resultados obtenidos en el capítulo 5, en la sección 4.3 "Análisis de Marcos", tomando en cuenta que en la revisión que se hará en este capítulo, se determinará si las secciones propuestas tendrán modificaciones o serán definitivas.

Tomando en cuenta que tomaremos los resultados de la alternativa 1 (vista en la sección 4.3), a continuación se presentan las propiedades geométricas de todas las barras que forman a las columnas:

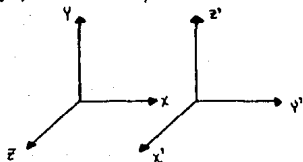
Barra No.	Sección	$I_x^1$ (cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )
2, 3, 5 y 6		151,980.0	246.5
4 y 7		3,134,193	936.0

BARRAS No. 2, 3, 5 y 6



SIST. GLOBAL:

SIST. LOCAL:



Determinación del módulo de Sección

$$S_x = \sum x^2 \text{ ó } S_x = x'^2$$

$$S_x^1 - x'^1 = \frac{I_x^1}{X'} = \frac{151,980}{30.0} = 5066 \text{ cm}^3$$

$$\underline{\underline{S_x^1 - x'^1 = 5066 \text{ m}^3}}$$

Radio de giro  $R_{x^1}$ :

$$r_{x^1} = \left( \frac{I_x^1}{A} \right)^{1/2} = \left( \frac{151,980}{246.5} \right)^{1/2} = 24.83 \text{ cm}$$

$$\underline{\underline{r_{x^1} = 24.83 \text{ cm}}}$$

Propiedades geométricas con respecto al eje  $y^1$ :

$$Iy^1 = 2 \left[ \frac{(1.9)(40)^3}{12} \right] + \frac{1}{12} \left[ (60-1.9 \times 2)(1.6)^3 \right] = 20285 \text{ cm}^4$$

$$Iy^1 = 20,285 \text{ cm}^4$$

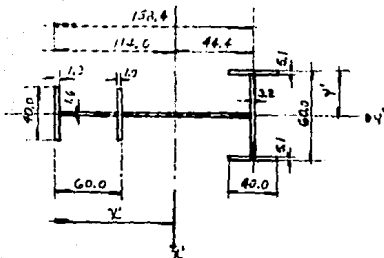
Módulo de sección  $Sy^1-y^1$

$$Sy^1-y^1 = \left( \frac{Iy^1}{y} \right) = \left( \frac{20285}{20} \right) = 1014 \text{ cm}^3 : Sy^1-y^1 = 1014 \text{ cm}^3$$

Radio de giro:  $Ry^1$

$$ry^1 = \left( \frac{Iy^1}{A} \right)^{\frac{1}{2}} = \left( \frac{20285}{246.5} \right)^{\frac{1}{2}} = 9.07 \text{ cm} : Ry^1 = 9.07 \text{ cm}$$

BARRAS No. 4 y 7



Módulo de sección  $Sx^1-x^1$ :

$$Sx^1-x^1 = \frac{Ix^1}{x^1} = \frac{3,134,193}{114} = 27,493 \text{ cm}^3$$

$$Sx^1-x^1 = 27,493 \text{ cm}^3$$

Radio de giro:  $rx^1$

$$rx^1 = \left( \frac{Ix^1}{A} \right)^{\frac{1}{2}} = \left( \frac{3,134,193}{935} \right)^{\frac{1}{2}} = 57.90 \text{ cm}$$

$$r_x^1 = 57.90 \text{ cm}$$

Propiedades geométricas con respecto al eje  $y^1-y^1$

$$Iy^1 = Iy^1 \text{ (de la sección anterior)} + \frac{1}{12}(1.3)^3(158.4 - \frac{3.2}{2} - 60)$$

$$+ \frac{2}{12}(5.1)^3(40) + \frac{1}{12}(60-5.1 \times 2)^3(3.2)$$

$$= 20285 + 18 + 884 + 32935 = 54,122 \text{ cm}^4$$

$$I_y^1 = 54,122 \text{ cm}^4$$

Módulo de sección  $Sy^1-y^1$ :

$$Sy^1-y^1 = \left(\frac{I_y^1}{y^1}\right) = \left(\frac{54,122}{30}\right) = 1804 \text{ cm}^3; \quad Sy^1-y^1 = 1804 \text{ cm}^3$$

Radio de giro:  $ry^1$

$$ry^1 = \left(\frac{I_y^1}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{54,122}{935}\right)^{\frac{1}{2}} = 7.61 \text{ cm}; \quad ry^1 = 7.61 \text{ cm}$$

La suficiencia estructural de una combinación escalonada de una columna de grúa y una columna de edificio se puede verificar calculando los esfuerzos debidos a la flexión alrededor de los dos ejes principales, así como los esfuerzos debidos a carga axial. Esta verificación se puede llevar a cabo mediante el uso de las fórmulas de interacción del AISC, modificadas para satisfacer los cambios en  $F_a$  y  $F_e$  introducidos por la variación en la sección transversal. Estos cambios se pueden evaluar si se conoce el factor de longitud efectiva de la columna escalonada. La longitud equivalente se evaluará en términos de tres parámetros que son:

$a_r$  - que es la relación de la longitud de la sección superior (reducida) a la longitud total de la columna,

$B$  - que es la relación del máximo momento de inercia de la columna combinada al momento de inercia de la sección superior (reducida) alrededor del mismo eje, y

$P_1/P_2$  - que es la relación entre la carga axial en la columna superior a la carga axial sumada en la columna inferior.

$P_1$  incluye cargas de azotea y muros.

$P_2$  incluye reacciones de la grúa, muros, cargas útiles, etc.

Los valores del factor  $k$  de longitud equivalente en términos de éstos tres parámetros están dados en las tablas 9 a la 20 del AISC. Estos valores aplican estrictamente a columnas en las cuales la columna de la grúa está conectada a la columna del edificio mediante una placa soldada longitudinalmente. Sin embargo, los momentos aproximados y adecuación, suponiendo un comportamiento integral, de columnas con cintas o tiras de refuerzo, se puede verificar mediante el siguiente procedimiento para tales-

elementos compuestos.

Los siguientes parámetros se muestran en la figura 5.3

Las fórmulas de interacción que se aplicarán en la revisión de la columna se reescriben aquí:

(Ecuación 14)

(Ecuación 15)

La revisión del segmento superior A-B, probablemente implicará flexión alrededor de un solo eje (x-x) y no necesitará explicación especial.

Se dará aquí atención a la aplicación de la ecuación 14 al segmento inferior de la columna (esto es, al segmento BC, ilustrado en la figura 5.3)

Un resumen de las consideraciones especiales requeridas en la aplicación de la ecuación 14 a este problema, es como sigue:

$f_a$  = esfuerzo axial promedio  $\frac{P_1+P_2}{A}$ , donde A es el área de la sección transversal completa.

$F_a$  = Esfuerzo axial permisible en la columna cargada centralmente. Se puede determinar mediante la relación de esbeltez equivalente  $k_l/r$  de la longitud total A-C, haciendo uso de las tablas 9 a 20, para flexión en el plano de flexión, alrededor de (x-x) o del eje ( $\psi$ - $\psi$ ), para cualquier longitud de columna que esté sin soportar por la línea de columnas o marco.

Para flexión alrededor del eje (x-x), las tablas 9-14 suponen una articulación en la base (punto c), y de la 15-20 suponen un empotramiento completo en la base. Si el empotramiento dado mediante pernos de anclaje a la cimentación es menos que un empo



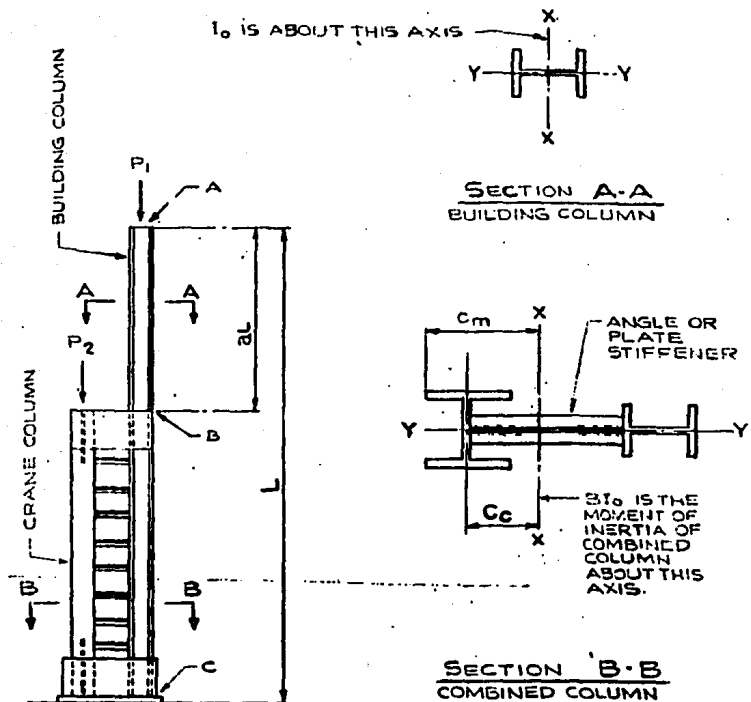


Fig. 53. — Notation for Stepped Columns as Used in Tables 9 through 20.

tramiento perfecto, el coeficiente de longitud efectiva se debe estimar interpolando los valores en las tablas apropiadas.

En edificios industriales se supone que los largueros de muro exteriores no dan soporte longitudinal. En este caso,  $F_a$  se determinara probablemente por efecto de flexión alrededor del eje  $(\psi-\psi)$ . Si en la dirección 'x' se da apoyo solamente en los puntos A, B y C, la longitud sin arriostrar se debe tomar como L, y si la base en C, puede considerarse completamente empotrada -- por la cimentación para flexión alrededor de 'y', entonces K se tomará como 0.8 o K puede ser tomado como la unidad si la cimentación no da suficiente restricción rotacional para flexión alrededor del eje 'y'.

$C_{m_x}$  - Coeficiente de flexión para flexión alrededor del eje x. -- Tendrá un valor de 0.85 cuando todos los marcos estén bajo la acción simultánea del viento y se suponga que existe o tiene lugar el desplazamiento lateral. Cuando se considera sólo un marco bajo carga máxima de la grúa, sin viento ( caso 2 de carga),  $C_{m_x}$  tendrá un valor de 0.95.

$f_{b_x}$  - Esfuerzos máximos debidos a la flexión alrededor del eje x suponen la acción integral de los segmentos de la columna de la grúa y del edificio.

$F_{b_x}$  -  $F_{b_x}$  podría ser el esfuerzo permisible en la fibra extrema debido a flexión, reducido si es necesario para prevenir la tendencia al pandeo lateral por torsión fuera del plano y-y. La reducción de esfuerzos se puede basar en el esfuerzo permisible axial en la columna de la grúa, actuando como una columna con flexión alrededor del eje 'y', como se muestra en la fig.5.3 El eje 'y' en éste dibujo correspondería al eje x del segmento individual de la columna de la grúa, como aparece en los manuales, si se utilizara un perfil laminado. Los esfuerzos permisibles de la columna así determinados se deben multiplicar por la relación  $C_m/C_c$  como se defi

ne en el corte B-B de la figura 5.3. Si este esfuerzo es mayor de  $0.6F_y$ , se deberá tomar el menor de los dos para  $F_{b_x}$ .

$F'_{e_x}$  - Ya que este esfuerzo es el que se utiliza para determinar la amplificación del momento flexionante como resultado de la deflexión de la columna en el plano de flexión, se debe determinar en función de la longitud de la columna completa flexada alrededor de 'x' (como se hizo anteriormente para la evaluación de  $F_a$ ) basándose en las tablas 9-20. Para flexión alrededor de 'y', la restricción rotacional estará dada por la cimentación.

$C_{m_y}$  - En la determinación de este coeficiente, así como de los -- otros parámetros del tercer término de la ecuación 14, se supone que sólo el segmento de la columna de la grúa será efectiva. Normalmente se supondrá libre a girar en el punto B pero impedida al desplazamiento longitudinal en el mismo punto. Ya que B no está restringido, en este punto se pueden introducir los momentos flexionantes debidos a la carga excéntrica.

A menos que las condiciones de la cimentación sean pobres, se puede suponer generalmente que la base (punto C) está empotrada, suponiendo que no hay interacción en la columna -- del edificio, la mitad del momento dado en (B), como resultado de las reacciones desiguales en los claros adyacentes de las vigas, será llevado a la base, en cuyo caso  $C_{m_y}=0.4$ . (Especificación AISC, ver sección 1.6.1 de este reporte). - Si no se puede suponer el empotramiento en la base (punto C del segmento correspondiente a la columna de la grúa), tomar  $C_{m_y}=0.6$  (condiciones de articulación) o interpolar entre 0.4 y 0.6.

$f_{b_y}$  - Esfuerzos máximos alrededor de 'y' en la columna de la grúa (ver notas anteriores).

$F_{b_y}$  - Dado que esta componente de flexión es alrededor del eje --

débil de las columnas combinadas de la grúa y el edificio, - no es necesario hacer la reducción en los esfuerzos permisibles para el pandeo lateral.

También, ya que se considera que la resistencia a la flexión estará dada solamente por la columna de la grúa, el esfuerzo puede ser el permitido en una sección compacta si se utiliza un perfil laminado que reúna los requerimientos especiales (esp. AISC 1.5)

F'ey- Si se puede suponer fija o empotrada la base, se supone --  $K=0.8$  para el segmento de la columna de la grúa sola, de -- otra manera suponer  $K=1.0$ , la longitud de la columna será - el tramo BC.

f'a- Este es el esfuerzo axial promedio en la componente del eje de la grúa de la sección transversal inferior de la columna de la grúa y se debe determinar como el esfuerzo promedio - en el tramo de la columna de la grúa en lugar del esfuerzo promedio  $f_a$  de la sección completa.

- Obtención de los parámetros que dependen del diseño de las columnas.

$\Delta r$ : Es la relación entre la longitud de la sección superior (reducida) y la longitud total de la columna.

$$\Delta r = \frac{l}{L}$$

en nuestro caso: (de la figura 8)

$$l = 19.236 - 9.944 = 9.292 \text{ m}$$

$$L = 19.236 \text{ m}$$

$$\Delta r = \frac{9.292}{19.236} = 0.483 \approx 0.48$$

B: Es la relación del máximo momento de inercia de la columna -- combinada y el momento de inercia de la sección superior -- (reducida) alrededor de los mismos ejes.

$$B = \frac{I_t(\overline{BC})}{I_t(\overline{AB})} = \frac{3134193}{151980} = 20.62 \approx 21.0$$

y  $\frac{P_1}{P_2}$  : es la relación de la fuerza axial en la parte superior de la columna reducida (carga de techo) y la fuerza axial en la parte superior de la columna combinada (reacciones de la trabe ca rril).

En nuestro caso, se tomaran los valores de la combinación 3- (combinación más desfavorable), por lo que los valores de  $P_1$  y  $P_2$  se valuarán de la siguiente manera:

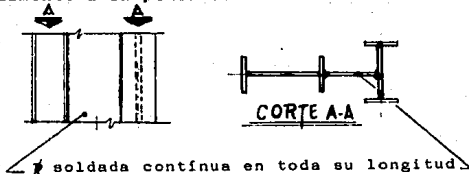
COMBINACION 3 = 100% CM + 100% VF + 125% IV

$$|P_1| = |100\% \text{ CM} + 100\% \text{ VF}| = |4630 - 7900| = 3270 \text{ kg}$$

$$|P_2| = 125\% \text{ IV} = 194,957 \text{ kg}$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{3270}{194,957} = 0.016 \approx 0.02$$

Para valuar la equivalencia del factor de longitud efectiva de la columna (K) en términos de estos 3 parámetros, son listados en las tablas 9 a la 20 del mismo AISE. Estas tablas son aplicables estrictamente a columnas en las cuales el eje de la grúa es conectado a la columna del edificio por una continuidad soldada - longitudinalmente a la placa del alma.



⌘ soldada continua en toda su longitud













TABLE 25  
 Critical Length Factor  $K_1$  for Slender Columns  
 Column ABC Hinged at A and Fixed at C,  $P_1/P_2 = 0.5$

$B$	0.10	0.20	0.28	0.30	0.32	0.34	0.36	0.38	0.40	0.42	0.44	0.46	0.48	0.50
1.0	0.62	0.55	0.54	0.53	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51
1.1	0.62	0.54	0.54	0.53	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52	0.52
1.2	0.62	0.54	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
1.3	0.62	0.54	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
1.4	0.62	0.54	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
1.5	0.62	0.54	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
1.6	0.62	0.54	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
1.7	0.62	0.54	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
1.8	0.62	0.54	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
1.9	0.62	0.54	0.54	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
2.0	0.62	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2.2	0.62	0.57	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2.4	0.62	0.57	0.56	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56
2.6	0.62	0.57	0.56	0.57	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56
2.8	0.62	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57	0.56	0.57
3.0	0.62	0.57	0.57	0.58	0.58	0.58	0.61	0.62	0.61	0.65	0.66	0.67	0.68	0.69
3.2	0.62	0.57	0.57	0.59	0.62	0.62	0.63	0.63	0.62	0.68	0.69	0.69	0.70	0.70
3.4	0.62	0.57	0.58	0.58	0.61	0.63	0.65	0.66	0.65	0.69	0.70	0.71	0.71	0.71
3.6	0.62	0.57	0.58	0.60	0.62	0.64	0.66	0.67	0.69	0.70	0.71	0.72	0.72	0.73
3.8	0.62	0.57	0.59	0.61	0.63	0.65	0.67	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74	0.74
4.0	0.62	0.57	0.60	0.62	0.64	0.66	0.68	0.70	0.71	0.72	0.73	0.74	0.75	0.75
4.5	0.62	0.59	0.62	0.64	0.66	0.68	0.70	0.72	0.74	0.75	0.76	0.77	0.77	0.77
5.0	0.62	0.59	0.63	0.65	0.68	0.71	0.73	0.75	0.76	0.78	0.79	0.80	0.80	0.80
5.5	0.62	0.59	0.63	0.65	0.68	0.71	0.73	0.75	0.77	0.78	0.80	0.81	0.82	0.81
6.0	0.62	0.59	0.63	0.65	0.68	0.71	0.73	0.75	0.77	0.78	0.80	0.81	0.82	0.81
7.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
8.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
9.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
10.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
12.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
14.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
16.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
20.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
22.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
24.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
26.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
28.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
30.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
35.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
40.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
45.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
50.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
55.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
60.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
65.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
70.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
75.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
80.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
85.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
90.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
95.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83
100.0	0.62	0.61	0.65	0.67	0.70	0.73	0.75	0.77	0.79	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83

Interpolando en las tablas 15 y 16, obtenemos que:  $K=0.91$

Las fórmulas de interacción para ser aplicadas en el chequeo de la columna, son mostradas a continuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} \cdot f_{bx}}{(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}) F_{bx}} + \frac{C_{my} \cdot f_{by}}{(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}) F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{ec. 14})$$

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 15})$$

La revisión en el segmento superior A-B, probablemente debe implicar flexión alrededor solamente en los ejes (x-x) y no se debe poner una especial explicación.

La atención principal que se da aquí a la aplicación de la Ec. 14, es al segmento de abajo de la columna B-C.

Un resumen para el diseño de las consideraciones especiales requeridas en la aplicación de la Ec. 14 a este problema, es el siguiente:

$f_a$  : es el promedio del esfuerzo axial.

$$f_a = \frac{P_1 + P_2}{A}$$

donde:

$A$  : es el área del corte transversal completo.

$$A = 936 \text{ cm}^2 \quad f_a = \frac{-3270 + 194,957}{936} = 205 \text{ kg/cm}^2$$

$F_a$  : Es el esfuerzo axial permisible con una carga aplicada en el centroide de la columna.

Debe ser determinado en función del equivalente "KL/r" de la longitud completa (A-C), utilizando las tablas de la 9 a la 20 para flexión en el plano de la flexión, alrededor de (x-x) o tal vez debe ser determinada por la flexión alrededor del eje --

y-y de cualquier longitud de columna es no soportado por la línea de la columna o muro del marco.

Para flexión alrededor de (x-x), las tablas 9 a 14 asumen una articulación en la base (c), y las tablas 15 a 20 asumen un empotramiento en la base. (Se calculará más adelante).

donde:

$$F_a = \frac{\left[ 1 - \frac{(kl/r)^2}{2Cc^2} \right] F_y}{\frac{5}{8} + \frac{3}{8} \frac{(kl/r)}{Cc} - \frac{(kl/r)^3}{8 Cc^3}}$$

PARA A-36  $\Rightarrow F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$Cc = \left( \frac{2 \pi^2 E}{F_y} \right)^{1/2}$$

donde:  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$Cc = \left( \frac{2 \pi^2 \times 2.1 \times 10^6}{2530} \right)^{1/2} = 128.0$$

$\frac{kl}{r}$

k (ver tablas de 15-20) = 0.91

l = longitud total (segmento A-C) = 1923.6 cm

r : radio de giro promedio del tramo A-C.

$$r_{B-C} = 57.90 \text{ cm} \quad (\overline{BC} = 994.4 \text{ cm})$$

$$r_{A-B} = 24.83 \text{ cm} \quad (\overline{AB} = 929.2 \text{ cm})$$

$$(\overline{AC} = 1923.6 \text{ cm})$$

$$\frac{\overline{BC}}{\overline{AC}} = \frac{994.4}{1923.6} = 0.52$$

$$r_{A-C} = 57.90 ( .52 ) + 24.83(0.48) = 42 \text{ cm}$$

$$\frac{\overline{AB}}{\overline{AC}} = \frac{929.2}{1923.6} = 0.48$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{0.91(1924)}{42} = 41.7 \approx 42$$

$$F_a = \frac{\left[ 1 - \frac{(42)^2}{2(128)^2} \right] 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} - \frac{(42)}{128} - \frac{(42)^3}{8(128)^3}} = 1341 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de  $F'_{ex}$ :

$$F'_{ex} = \frac{12 \pi^2 E}{23(klb/rb)^2}$$

$$\begin{aligned} \pi &= 3.1416 \\ K &= 0.91 \\ l_b &= 1924 \text{ cm} \\ r_b &= 42 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sust. de valores:

$$F'_{ex} = \frac{12 \pi^2 (2.1 \times 10^6)}{23(0.91 \times 1924/42)^2} = 6,223 \text{ kg/cm}^2$$

$C_{mx} = 0.85$

$$f_{bx} = \frac{M_{\max} x-x}{S_{x-x}} = \frac{28,328,471}{27,493} = 1030 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades geométricas de la sección utilizada para la columna grúa (columna individual):

PLANO x-x

ELEMENTO	AREA(A) cm <sup>2</sup>	Y cm	Ay <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	I <sub>o</sub> = $\frac{1}{12} bh^3$ cm <sup>4</sup>	I <sub>x</sub> = Ay <sup>2</sup> + I <sub>o</sub>
1	204	27.45	153715	442	154157
2	159.4	-	-	32935	32935
3	204	27.45	153715	442	154157
Σ	567.4				341249

MODULO DE SECCION: S<sub>x-x</sub>

$$S_{x-x} = \frac{I_{x-x}}{Y} = \frac{341249}{30.7} = 11,375 \text{ cm}$$

RADIO DE GIRO: r<sub>x-x</sub>

$$r_{x-x} = \left( \frac{I_{x-x}}{A} \right)^{1/2} = \left( \frac{341249}{567.4} \right)^{1/2} = 24.52 \text{ cm.}$$

PLANO Y-Y

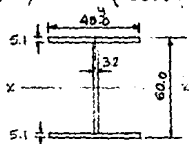
ELEMENTO	AREA (A) cm <sup>2</sup>	X cm	Ay <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>	I <sub>o</sub> = $\frac{1}{12} bh^3$ cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> = Ax <sup>2</sup> + I <sub>o</sub> cm <sup>4</sup>
1	204	--	--	27200	27200
2	159.4	--	--	136	136
3	204	--	--	27200	27200
Σ	567.4				54536

MODULO DE SECCION: S<sub>y-y</sub>

$$S_{y-y} = \frac{I_{y-y}}{x} = \frac{54536}{20} = 2727 \text{ cm}^2$$

RADIO DE GIRO: r<sub>y-y</sub>

$$r_{y-y} = \left( \frac{I_{y-y}}{A} \right)^{1/2} = \left( \frac{54536}{567.4} \right)^{1/2} = 9.8 \text{ cm}$$



DE ACUERDO A LO QUE MANCIONA EL AISE TENEMOS QUE:

$$F_{bx} = ( F_a ) \frac{C_m}{C_c}$$

DONDE:

$F_a$  = Esfuerzo permisible axial de la columna de la grúa.

DETERMINACION DE LA RELACION DE ESBELTEZ DE LA COLUMNA DE LA GRUA (COLUMNA PRINCIPAL).

Considerando que para este caso, la base es empotrada y el extremo superior con rotación y traslación libre, tenemos que:

$$K = 2.1$$

$$L = 1156.6 \text{ cm.}$$

$$r_{x-x} = 24.52 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{2.1 \times 1156.6}{24.52} = 99 \Rightarrow F_a = 923 \text{ kg/cm}^2$$

como:

$$C_m = 64.4 \text{ Y } C_c = 44.4 \Rightarrow \frac{C_m}{C_c} = 1.45$$

$$F_{bx} = 923 (1.45) = 1338 \text{ kg/cm}^2 < F_{b_x} = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

Sust. valores en la EC. 14

$$\frac{205}{1341} + \frac{0.85 (1030)}{(1 - \frac{205}{6223}) 1338} + 0 \leq 1.00$$

$$0.1528 + 0.6766 = 0.8294 < 1.00$$

Pero considerando que los resultados son una combinación de CM + C.A.  $\Rightarrow$  esfuerzos permisibles se incrementan en un 33% (SECCION 1.5.6 AISC)

$$\frac{0.1528}{1.33} + \frac{0.6766}{1.33} = 0.115 + 0.5088 = 0.624 < 1.00$$



### 5.3.1 DISEÑO DE PLACAS BASE DE LAS COLUMNAS

Requerimientos básicos:

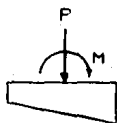
Las placas base se requieren en el extremo de las columnas para distribuir las cargas de compresión concentradas por fuera de dicha columna en un área mucho mayor del material que soporta a la misma.

La placa base se dimensiona suponiendo que las porciones fuera de la columna actúan como una viga en cantiliver, con el extremo empotrado en la parte que se une a la columna.

La carga flexionante hacia arriba en la viga cantiliver se considera uniforme e igual al esfuerzo de presión en el material de soporte.

Existen tres casos importantes, los cuales son:

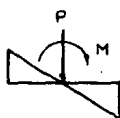
I)



$$f_a > f_b$$

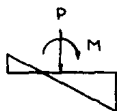
Pes grande  
Mes pequeño

II)



$$f_a \approx f_b$$

III)



$$f_a < f_b$$

Pes pequeño  
Mes grande.

Según los resultados que se obtuvieron en el análisis de los marcos transversales (cap. 4), se puede observar que en la base de las columnas se presentan cargas axiales (P) -- grandes y momentos flexionantes (M) muy grandes, por lo que se concluye que se presenta el caso III visto anteriormente.

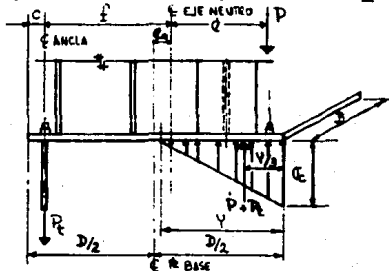
Para poder obtener el diseño de la placa base y el de las anclas se aplicará la teoría que presenta el Blodgett en sus páginas 3.3-8 a 3.3-10 y que se muestra a continuación.

Cuando el momento flexionante es grande, ocasiona que el valor de la excentricidad aumente, ya que:

$$e = \frac{M}{P}$$

Cuando la excentricidad es mayor a  $\frac{D}{6}$ , se aplica el siguiente método para encontrar la fuerza de tensión ( $P_t$ ) actuante en las anclas, el esfuerzo de compresión actuante en la placa base ( $\sigma_c$ ) y la distancia "Y", como se muestra a continuación.

$e$  = Excentricidad geométrica en la dirección donde se presenta el mayor momento flexionante.



1º Haciendo suma de fuerzas verticales, tenemos que:

$$\sum F_v = 0$$

$$\frac{1}{2} \gamma \sigma_c B - P - P_t = 0$$

$$P + P_t = \frac{\sigma_c Y B}{2} \dots \dots \dots (1)$$

$$Y \sigma_c = \frac{2(P + P_t)}{YB} \dots\dots (2)$$

2º Haciendo suma de momentos del eje neutro de la columna:

$$P_t f + (P + P_t) \left(\frac{D}{2} - e_o - Y/3\right) - P e = 0$$

$$P_t f = P e - (P + P_t) (D/2 - e_o - Y/3)$$

$$P_t f = P e - \left(\frac{PD}{2} - P e_o - \frac{PY}{3} + \frac{P_t D}{2} - P_t e_o - P_t \frac{Y}{3}\right)$$

$$P_t f = P e - \frac{PD}{2} + P e_o + \frac{PY}{3} - P_t \frac{D}{2} + P_t e_o + P_t \frac{Y}{3}$$

$$P_t f + P_t \frac{D}{2} - P_t e_o - P_t \frac{Y}{3} = P e - \frac{PD}{2} + P e_o + \frac{PY}{3}$$

$$P_t \left(f + \frac{D}{2} - e_o - Y/3\right) = P \left(e - \frac{D}{2} + e_o + \frac{Y}{3}\right)$$

$$P_t = \frac{P \left(e - \frac{D}{2} + e_o + Y/3\right)}{\left(f + \frac{D}{2} - e_o - Y/3\right)} \dots\dots (3)$$

ó

$$P = \frac{P_t \left(f + D/2 - e_o - Y/3\right)}{\left(e - D/2 + e_o + Y/3\right)} \dots\dots (3')$$

3º Cálculo de las siguientes constantes:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \text{ (Adimensional)}$$

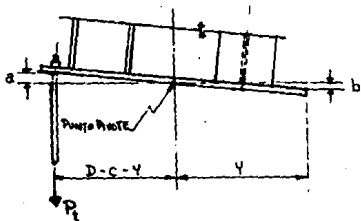
Donde:

Es = Módulo de elasticidad del acero =  $2.1 \times 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>

Ee = " " " " concreto =  $0.1362 \cdot W^{1.5} \cdot \sqrt{f_c}$ ;

W = 2000

Considerando la deformación del elemento debido a las cargas actuantes, tenemos que:



$$a = \epsilon_s$$

$$b = \epsilon_c$$

$$\text{como: } E = \frac{\sigma}{\epsilon} \Rightarrow \epsilon = \frac{\sigma}{E}$$

$$a = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{y} \quad b = \frac{\sigma_c}{E_c}$$

$$\text{como: } \sigma = \frac{P}{A} \Rightarrow a = \frac{P_t}{A_s E_s}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{P_t}{A_s \sigma_c n} \dots\dots \textcircled{4}$$

Por triángulos semejantes:

$$\frac{a}{b} = \frac{(D-C-Y)}{Y} \dots\dots \textcircled{5}$$

Igualando  $\textcircled{4}$  con  $\textcircled{5}$  :

$$\frac{P_t}{A_s \sigma_c n} = \frac{(D-c-Y)}{Y}$$

$$Pt Y = (D-C-Y) As \sigma_c n$$

$$\sigma_c = \frac{Pt Y}{Asn (D-C-Y)} \dots \dots \textcircled{6}$$

Sust. la ecuación  $\textcircled{6}$  en la  $\textcircled{1}$ :

$$P + Pt = \left( \frac{Pt Y}{Asn (D-C-Y)} \right) \frac{YB}{2}$$

$$P + P_t = \frac{Pt Y^2 B}{2 As n (D-C-Y)} \dots \dots \textcircled{7}$$

Sust. la ecuación  $\textcircled{3}$  en la  $\textcircled{7}$ :

$$\frac{Pt (f + D/2 - e_o - Y/3)}{(e-D/2 + e_o + Y/3)} + Pt = \frac{Pt Y^2 B}{2 Asn(D-C-Y)}$$

Dividiendo toda la EC.  $\div Pt$ :

$$\frac{(f + D/2 - e_o - Y/3)}{(e - \frac{D}{2} + e_o + Y/3)} + 1 = \frac{Y^2 B}{2 Asn (D-C-Y)}$$

$$\frac{(f + D/2 - e_o - Y/3) + (e - D/2 + e_o + Y/3)}{(e - \frac{D}{2} + e_o + Y/3)} = \frac{Y^2 B}{2 Asn(D-C-Y)}$$

$$\underbrace{2 Asn(D-C-Y)(f + D/2 - e_o - Y/3) + 2Asn(D-C-Y)(e - D/2 + e_o + Y/3)}_{\textcircled{1}} = \underbrace{Y^2 B(e - \frac{D}{2} + e_o + Y/3)}_{\textcircled{2}}$$

Del 1º término:

$$2Asn \left( Df + \frac{D^2}{2} - De_o - \frac{DY}{3} - Cf - \frac{CD}{2} + Ce_o + \frac{CY}{3} - Yf - \frac{YD}{2} \right)$$

$$+ Y e_0 + \frac{Y^2}{3} + D e - \frac{D^2}{2} + D e_0 + \frac{D Y}{3} - C e + \frac{C D}{2} - C e_0 - \frac{C Y}{3}$$

$$- Y e + \frac{Y D}{2} - Y e_0 - \frac{Y^2}{3}$$

o.

$$2 \text{ Asn } (Df - cf - Yf + De - Ce - Ye)$$

$$\approx 2 \text{ Asn } (Y (-f-e) + (D-C) (f+e))$$

Del 2º término:

$$Y^2 B e - Y^2 \frac{B D}{2} + Y^2 B e_0 + \frac{Y^3 B}{3}$$

Igualando:

$$2 \text{ Asn } (Y (-f-e) + (D-C) (f+e)) = Y^2 B e - Y^2 \frac{B D}{2} + Y^2 B e_0 + \frac{Y^3 B}{3}$$

$$- \frac{Y^3 B}{3} - Y^2 B (e - \frac{D}{2}) + 2 \text{ Asn } Y (-f-e) + 2 \text{ Asn } (D-C) (f+e) = 0$$

Mult. toda la expresión por  $\frac{-3}{B}$  tenemos que:

$$Y^3 + 3Y^2 (e - \frac{D}{2}) - \frac{6n \text{ As}}{B} Y (-f-e) - \frac{6n \text{ As}}{B} (D-C) (f+e)$$

Si:

$$K_1 = 3 (e - \frac{D}{2}) \dots \dots \textcircled{8}$$

$$K_2 = \frac{6n \text{ As}}{B} (-f-e) \dots \dots \textcircled{9}$$

$$K_3 = \frac{6n \text{ As}}{B} (D-C) (f+e) \dots \dots \textcircled{10}$$

La ecuación final para valuar "Y" es:

$$Y^3 + K_1 Y^2 - K_2 Y - K_3 = 0 \dots \dots (11)$$

Los datos necesarios para obtener los valores de las ecuaciones anteriores son:

$$Es = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.1 \times 10^6}{1.76 \times 10^5} = 12.0$$

$$\text{como } f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ Ec = 0.1362 (2000)^{1.5} / 210 \\ Ec = 1.76 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 28,328,471 \text{ kg.cm} \quad e = \frac{M}{P} = \frac{28,328,471}{190,072} = 149 \text{ cm}$$

$$P = 190,072 \text{ kg.}$$

$$D = 223 \text{ cm}$$

$$B = 102 \text{ cm}$$

$$f = 124.8 \text{ cm}$$

$$c = 11.7 \text{ cm}$$

$$e_o = 25.0 \text{ cm}$$

De la página 3-37 del Blodgett, proponiendo tornillos de  $\phi = 2''$ , el área neta por cada tornillo es de:

$$a_s = 2.302 \text{ in}^2 \approx 14.85 \text{ cm}^2$$

Proponiendo 8 tornillos a tensión:

$$A_s = 8a_s = 8 (14.85) = 118.8 \text{ cm}^2$$

Obtención de las constantes:

De la ecuación (8) \*

$$K_1 = 3(e - \frac{D}{2}) = 3 ( 149 - \frac{223}{2} ) = 112.5$$

De la ecuación (9):

$$K_2 = \frac{6n AS}{B} (-f-e) = \frac{6(12)(118.8)}{102} (-124.8 - 149) = -22960.5$$

De la ecuación (10):

$$K_3 = \frac{6n AS}{B} (D-C) (f+e) = \frac{6(12)118.8}{102} (223-11.7)(124.8+149) = 4,851,563$$

Sust. valores en la ecuación (11)

$$Y^3 + 112.5Y^2 - (-22960.5) Y - 4,851,563 = 0$$

$$Y^3 + 112.5Y^2 + 22960.5Y - 4,851,563 = 0$$

Si Y = 110 cm.

$$(110)^3 + 112.5 (110)^2 + 22960.5(110) - 4,851,563 = 366342 \neq 0$$

Si Y = 105 cm

$$(105)^3 + 112.5(105)^2 + 22960.5(105) - 4,851,563 = -42773 \neq 0$$

Si Y = 106 cm

$$(106)^3 + 112.5 (106)^2 + 22960.5 (106) - 4,851,563 = 37316 \neq 0$$

∴ Y = 105.5 cm

Sust. valores en la ecuación (3):

$$P_t = \frac{190,072(149-223/2+25+\frac{106.5}{3})}{(124.8+\frac{223}{2} - 25 - \frac{106.5}{3})} = 105,956 \text{ kg.}$$

Sust. valores en la ecuación (1):

$$190072 + 105956 = \sigma_c \frac{(106.5)(102)}{2}$$

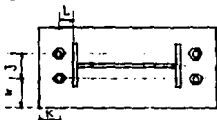


$$\sigma_c = \frac{2(296028)}{10863} = 54.5 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a la compresión:

$$F_p = 0.375 f'c = 0.375 (210) = 78.75 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_c$$

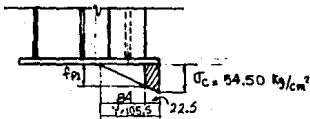
De los estándares del manual HYLSA, tenemos los siguientes valores para distancias mínimas de:



Para un D (diámetro del ancla) de 51 mm, tenemos que:

- J= 150 mm (mín.)      Distancia entre anclas.
- K= 90 mm (mín.)      Distancia del ancla al canto recortado de la  $\pi$
- L= 87 mm (mín)      Distancia de columna cartabon para atornillar.

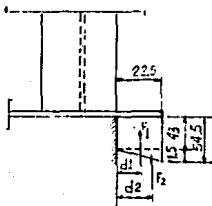
- Cálculo del espesor de la placa:



Por  $\Delta$  semejantes:

$$\frac{fp1}{84} = \frac{54.5}{108.5} \quad fp1 = \frac{84(54.5)}{108.5} = 43.98 \approx 43 \text{ kg/cm}^2$$

Para el análisis tomaremos por facilidad un ancho  
 $B = 1 \text{ cm.}$



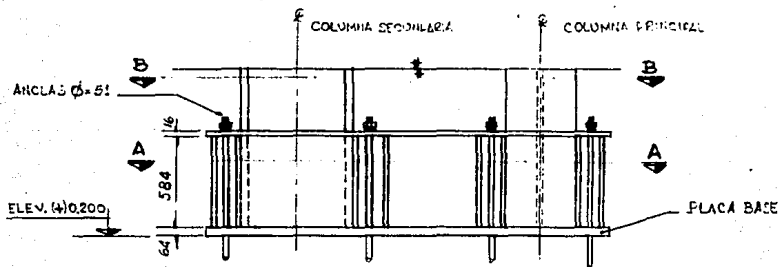
$$M = F_1 d_1 + F_2 d_2 = (43 \times 22.5) (22.5/2) + \frac{11.5 \times 22.5}{2} (2/3 \times 22.5)$$

$$M = 10884 + 1940 = 12,824 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Como:

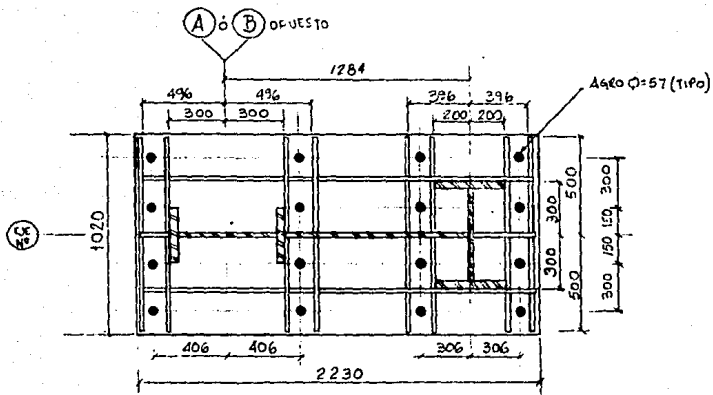
$$t = \left( \frac{6M}{F_b} \right)^{1/2} = \left( \frac{6 \times 12,824}{0.75(2530)} \right)^{1/2} = 6.36 \text{ cm} \approx 63.5 \text{ mm}$$

De los espesores comerciales tenemos  $t$  de  $2 \frac{1}{2}''$  (63.5 mm)

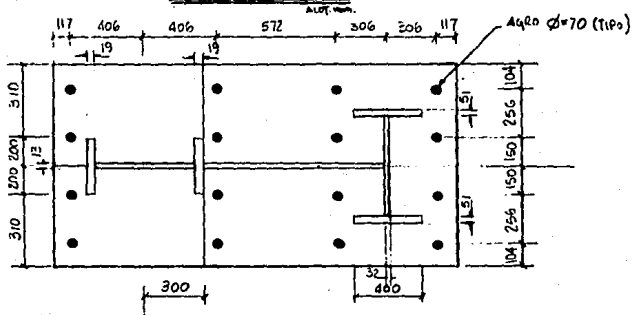


ELEVACION

Acop.m.



CORTE A-A



CORTE B-B

ACER. vmm

#### 5.4 DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS

Consideraremos dentro de este concepto a los elementos -- que forman parte del marco longitudinal, ya que las acciones -- a los que está sometida dicha parte estructural, no son tan importantes como lo es en la estructuración correspondiente al marco transversal.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el programa MARMA (marcos en el plano), del IMP (ver Cap. 4 en la sección de Análisis de marcos), se diseñaran todos los elementos que forman parte del marco longitudinal.

##### Cuerda superior:

Para los elementos horizontales correspondientes a la --- ELEV. Y = 20.666, se propusieron 2  $\pi$  76x76x6x14.58 kg/m, los cuales tienen las siguientes propiedades:

$$\begin{aligned} \text{Area} &= 16.58 \text{ cm}^2 & r_x-x &= 2.36 \text{ cm} \\ I_x-x &= 104 \text{ cm}^4 & r_y-y &= 3.5 \text{ cm.} \end{aligned}$$

De la tabla tenemos que el mayor valor obtenido (que corresponde a la condición más desfavorable) para los miembros - 1, 2, 3, 4, 5 y 6, es el correspondiente al No.4 con 3.498 ton. (combinación de carga 2), siendo una fuerza de compresión (según convención de signos del programa).

Sus longitudes efectivas de pandeo, son:

$$L_x = 150 \text{ cm} \qquad L_y = 900 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.0 \times 150}{2.36} = 63.56 \approx 64$$

$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 900}{3.5} = 257 > 200 \Rightarrow$  Proponemos 2  $\pi$  127 x 127 x 16 x 59.6 kg/m, tenemos los siguientes radios de giro:  $r_x = 3.86$  cm,  $r_y = 5.74$  cm. y Area = 75.6 cm<sup>2</sup>.

Tomando las más desfavorable, tenemos que para un  $\frac{KL}{r_y}$

$$= \frac{1 \times 900}{5.74} = 157$$

el esfuerzo admisible a la compresión es  $F_a = 426 \text{ kg/cm}^2$ .

Si el esfuerzo actuante vale:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{3438}{75.6} = 46 \text{ kg/cm}^2 < F_a$$

∴ La sección definitiva es:

2 T 127 x 127 x 16.

Para los elementos horizontales correspondientes a la Elev. Y = 11.566, se propusieron 2 T 127 x 127 x 16 x 59.6 kg/m que tienen las siguientes propiedades:

$$\text{Area} = 75.6 \text{ cm}^2 \quad r_{x-x} = 3.86 \text{ cm}$$

$$I_{x-x} = 1124 \text{ cm}^4 \quad r_{y-y} = 5.74 \text{ cm}$$

De la tabla tenemos que el mayor valor obtenido para los miembros 28, 29, 30, 31, 32 y 33 es el correspondiente al No. 33 (combinación de carga 2), siendo una fuerza de compresión de 9.833 ton.

Longitudes efectivas de pandeo:

$$L_x = 150 \text{ cm} \quad L_y = 900 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.0 \times 150}{3.86} = 38.86 \approx 39$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 900}{5.74} = 156.8 \approx 157$$

Tomando la mayor relación de esbeltez y según la tabla 5.1- tenemos que el esfuerzo admisible es  $F_a = 426 \text{ kg/cm}^2$ .

Si el esfuerzo actuante es:

$$f_a = \frac{2933}{75.6} = 130 \text{ kg/cm}^2 < F_a$$

∴ Se acepta la sección

#### Cuerda inferior:

Para los elementos horizontales correspondientes a la elev. Y = 19.236, se propusieron 2 L 76 x 76 x 6 x 14.56 kg/m, los cuales tienen las siguientes propiedades:

$$\text{Area} = 18.58 \text{ cm}^2$$

$$I_x-x = 2.36 \text{ cm}$$

$$I_x-x = 104 \text{ cm}^4$$

$$I_y-y = 3.5 \text{ cm}$$

De la tabla tenemos que el mayor valor obtenido para los miembros 20, 21, 22, 23, 24 y 25 es el correspondiente al No. 20, con una fuerza de compresión de 5.503 ton. (combinación de carga 1)

Longitudes efectivas de pandeo:

$$L_x = 150 \text{ cm}$$

$$L_y = 900 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.0 \times 150}{2.36} = 63.55 \approx 64$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 900}{3.5} = 257 > 200 \Rightarrow \text{se proponen}$$

2 JL 127 x 127 x 16 x 59.6 kg/m con  $r_y = 5.74 \text{ cm}$ .

tomando  $\left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{max}} = \frac{1.0 \times 900}{5.74} = 157$  y con la tabla el esfuerzo admisible es  $F_a = 426 \text{ kg/cm}^2$ .

Si el esfuerzo actuante vale:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{5503}{75.6} = 73 \text{ kg/cm}^2 < F_a$$

la sección definitiva es 2 JL 127 x 127 x 16

Para los elementos horizontales correspondientes a la elev. Y = 9.984, se propusieron 2 JL 76 x 76 x 21.42 kg/m, los cuales tienen las siguientes propiedades:

$$\text{Area} = 27.2 \text{ cm}^2$$

$$I_x-x = 2.32 \text{ cm}$$

$$I_x-x = 146.5 \text{ cm}^4$$

$$I_y-y = 3.58 \text{ cm}$$

De la tabla tenemos que el mayor valor obtenido para los miembros 47, 48, 49, 50, 51 y 52 es el correspondiente al No. 52 con 13.716 ton. a compresión (combinación de carga 1).

Longitudes efectivas de pandeo:

$$L_x = 150 \text{ cm}$$

$$L_y = 900 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1.0 \times 150}{2.32} = 64.65 \approx 65$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 300}{3.58} = 252 > 200 \Rightarrow \text{se aplica el mismo criterio}$$

visto anteriormente, se cambia a 2 L 127x127x 16, tomando como relación de esbeltez:  $\frac{1.0 \times 900}{5.74} = 156$ , y de acuerdo a la tabla, el esfuerzo admisible vale  $F_a = 426 \text{ kg/cm}^2$ .

Si el esfuerzo actuante vale:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{13716}{75.6} = 182 \text{ kg/cm}^2 < F_a$$

#### Montantes

Para los verticales que se encuentran entre las elevaciones  $Y = 20.666$  y  $Y = 19.236$ , se propusieron 2  $\square$  76 x 76 x 6 x 14.5t kg/m, con las siguientes propiedades:

$$\text{Area} = 18.58 \text{ cm}^2 \quad r_{x-x} = r_{y-y} = 2.89 \text{ cm}$$

$$I_{x-x} = I_{y-y} = 155.6 \text{ cm}^4$$

De la tabla tenemos que el máximo valor para los miembros 8, 9, 10, 11 y 12, es el correspondiente al No. 8, con una fuerza de 2.4 ton, a compresión (combinación de carga 1).

Longitudes efectivas de pandeo:

$$L_x = L_y = 143 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 143}{2.89} = 49.48 \approx 50$$

Según la tabla, para una  $\frac{KL}{r} = 50$  tenemos que  $F_a = 1293 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo actuante:

$$f_a = \frac{2400}{18.58} = 129 \text{ kg/cm}^2 < F_a$$

$\therefore$  Se acepta la sección

Para las verticales que se encuentran entre las elevaciones  $Y = 11.566$  y  $Y = 9.984$ , se propusieron 2  $\square$  102x102x13x38.1

kg/m, con las siguientes propiedades:

$$\text{Area} = 48.40 \text{ cm}^2$$

$$I_{x-x} = I_{y-y} = 674 \text{ cm}^4$$

de la tabla tenemos que el mayor valor obtenido para los miembros 35, 36, 37, 38 y 39, es el correspondiente al No. 35, con una fuerza de tensión de 5.195 ton (combinación de carga 2).

Esfuerzo actuante:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{5195}{48.4} = 107 \text{ kg/cm}^2$$

Si el esfuerzo permisible a la tensión es de:

$$F_a = 0.6 F_y = 0.6 (2530) = 1518 \text{ kg/cm}^2 > f_a$$

∴ si cumple la sección

### Diagonales

Para las que se encuentran entre las elevaciones  $Y=20.666$  y  $Y=19.236$ , se propusieron 2  $\nabla 76$  y  $76 \times 6 \times 14.58$  kg/m, de la tabla el mayor valor obtenido para los miembros 14, 15, 16, 17 18 y 19, corresponde al No. 14 con una fuerza de 3.432 ton. a tensión (combinación de carga 1).

Para un  $\nabla 76 \times 76 \times 6$ , tenemos las siguientes propiedades:

$$\text{Area} = 18.58 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo actuante:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{3432}{18.58} = 185 \text{ kg/cm}^2$$

por tratarse de un miembro a tensión, el esfuerzo permisible -- vale:

$$F_a = 0.60 F_y = 0.60 (2530) = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

como:  $f_a < F_a$  si cumple la sección

Para las que se encuentran entre las elevaciones  $Y=11.566$  y  $Y = 9.984$ , se propusieron 2  $\nabla 102 \times 102 \times 13 \times 38.1$  kg/m, con las siguientes propiedades:



$$\text{Area} = 48.4 \text{ cm}^2$$

de la tabla tenemos que el mayor valor obtenido para los miembros 41, 42, 43, 44, 45 y 46, corresponde al miembro No. 42 -- con una fuerza de 7.196 ton. a compresión (combinación de carga 2); para un solo ángulo, la fuerza =  $\frac{7.196}{2} = 3.598 \text{ ton.}$

Por lo que, para un  $\angle 102 \times 102 \times 13$ , presenta las siguientes propiedades:

$$\text{Area} = 24.19 \text{ cm}^2$$

$$r_x = r_y = 3.10 \text{ cm}; r_w = 3.86 \text{ cm y } r_z = 1.98 \text{ cm.}$$

y las longitudes del miembro de:

$$L_x = L_y = L_w = L_z = 218 \text{ cm.}$$

Esfuerzo actuante:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{3598}{24.19} = 149 \text{ kg/cm}^2.$$

Obtención de las relaciones de esbeltez para determinar el esfuerzo permisible del miembro sujeto a la fuerza de compresión:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_w = \frac{1.0(218)}{3.86} = 56.4 \approx 56$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0(218)}{3.10} = 70.32 \approx 70$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_z = \frac{1.0(218)}{1.98} = 110.1 \approx 110 \leftarrow \left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{max.}}$$

Según la tabla 5, para una  $\frac{KL}{r} = 110$  tenemos un esfuerzo permisible de  $F_a = 821 \text{ kg/cm}^2 > f_a$ , por lo que se acepta la sección.

### Columnas

Tomando en cuenta que el diseño de los marcos transversales se hizo con la siguiente combinación de carga:

$$100\% \text{ C.M.} + 100\% \text{ V.F.} + 125\% \text{ I.V.}$$

para este caso, en el cual estamos revisando el marco longitudinal y para hacer congruentes con el análisis que se tomó como -

base para el diseño mencionado anteriormente, se tomaran los resultados obtenidos de la combinación de carga No. 2 y que corresponden a:

$$100\% \text{ C.L.} + 100\% \text{ V.F.} + 20\% \text{ I.L.}$$

se tomaron en cuenta los resultados de las barras 7 y 53, ya que para el marco transversal se tomaron en cuenta las sollicitaciones actuantes en esta zona.

Para este caso también se aplicará la teoría vista en la sección 5.3 de este trabajo, tomando en cuenta solo la fuerza de impacto vertical que ejerce la trabe grúa sobre la trabe carril.

La fórmula de interacción para aplicar en este caso, será:

$$\frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f'_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}}$$

El resultado de esta relación se adicionará al resultado obtenido en la sección 5.3

donde:

$$C_{my} = 0.4$$

$$f_{by} = \frac{M_{max}}{S_y - y} = \frac{4,081,588}{2727} = 1496 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_a = \frac{P}{A}$$

donde:

$$P = 194\,957 \text{ Kg.}$$

$$A = 567.4 \text{ cm}^2$$

$$f'_a = \frac{194\,957}{567.4} = 343.6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_{ey} = \frac{12 \pi^2 E}{23(kl_b/r_b)^2}$$

donde:

$$\pi = 3.146$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ (mod. de elast. para el acero)}$$

$$k = 0.8$$

$$l_b = 1150.0 \text{ cm}$$

$$r_b = 9.8 \text{ cm}$$

Sustituyendo valores:

$$F'_{by} = \frac{12 (2.1410)^2 (2.1 \times 10^6)}{23(0.0 \times 1156.6/9.8)} = 1213 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación de  $F'_{by}$  :

Se considerará una sección compacta, la columna de la grúa (columna principal) si se cumple los siguientes requisitos: (INCA sección 1.5.1.4)

- 1.- Los patines estarán unidos continuamente al alma o almas si cumple
- 2.- La relación ancho/espesor de elementos no atizados del patín en compresión, como se define en la sección 1.9.1.1 no excederá de:

$$545/\sqrt{F_y} = \frac{545}{\sqrt{2530}} = 10.83$$

Según la sección 1.9.1.1

$$\frac{2f}{2tf} = \frac{40}{2(5.1)} = 3.92 < 10.83 \Rightarrow \text{Si cumple}$$

$$3.- \text{ Como } \frac{f_a}{F_y} = \frac{143.6}{2530} = 0.136 < 0.15$$

La relación peralte/espesor del alma o almas no excederá el valor dado por la fórmula:  $\frac{d}{t} \leq \frac{5370}{\sqrt{F_y}} (1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y})$

$$\frac{d}{t} = \frac{(60 - 5.1 \times 2)}{3.2} = 15.56$$

$$\frac{5370}{2530} (1 - 3.74(0.136)) = 52.46 \Rightarrow \text{Si cumple}$$

- 4.- La longitud entre soportes laterales del patín en compresión que no sean circulares o miembros en cajón, no excederá de:

$$\frac{637b_1}{\sqrt{F_y}} \text{ ni de } \frac{1.410 \text{ CCG}}{(d/A) F_y}$$

Longitud entre soportes laterales = 1156.6 cm

$$\frac{0.37F_y}{\sqrt{F_y}} = \frac{6.7(40)}{2530} = 506 \text{ cm} < 1156.6 \Rightarrow \text{No cumple}$$

∴ La sección no se considera como compacta.

Entonces,

$$F_{by} = 0.60 F_y = 0.60(2530) = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{0.4 (1496)}{(1 - \frac{243.6}{1213}) 1518} = 0.55$$

considerando que los resultados utilizados son una combinación de C.M. + C.A. ⇒ esfuerzos permisibles se incrementan en un 33%

entonces:

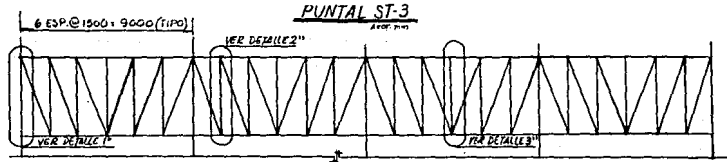
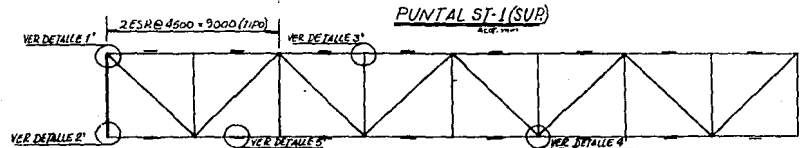
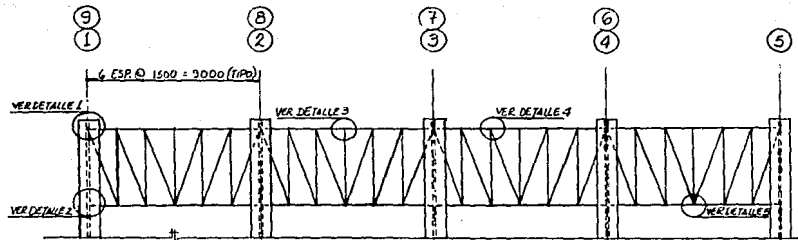
$$\frac{0.55}{1.33} = 0.41$$

Relación de interacción final en la columna compuesta:

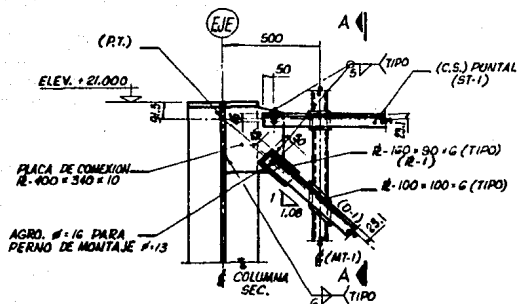
(según resultados obtenidos en sección 5.3)

$$0.115 + 0.5088 + 0.41 = 1.034 \approx 1.00$$

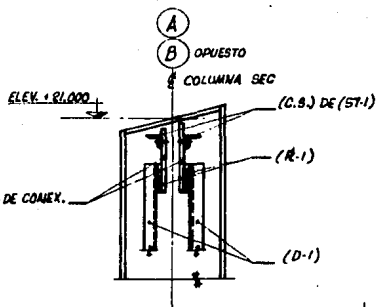
Por lo que se acepta la sección, ya que la relación obtenida anteriormente fue con la condición de análisis más desfavorable.



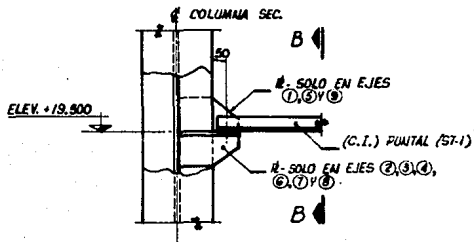
**PUNTALE ST-1 (INF)**  
 A.C.P. 11M



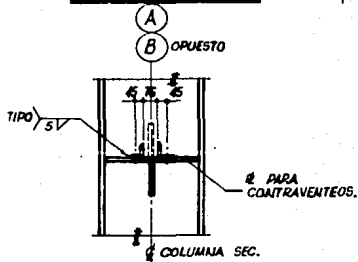
DETALLE 1



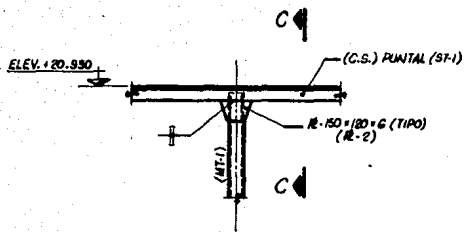
CORTE A-A



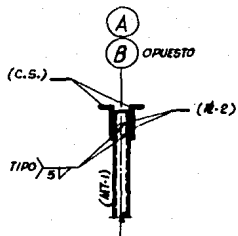
DETALLE 2



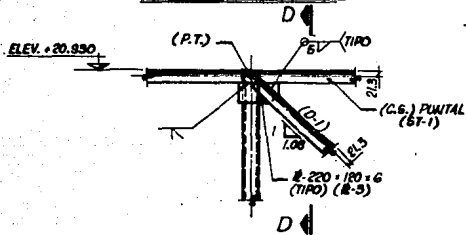
CORTE B-B



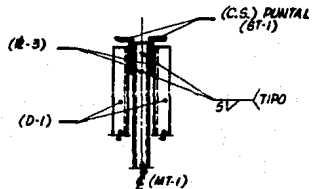
DETALLE 3



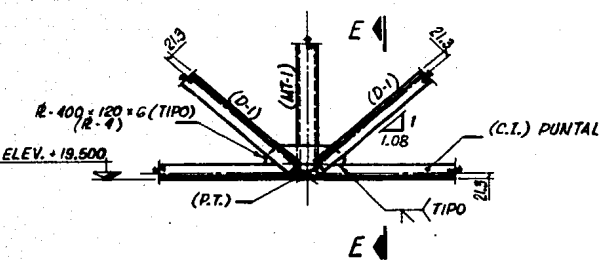
CORTE C-C



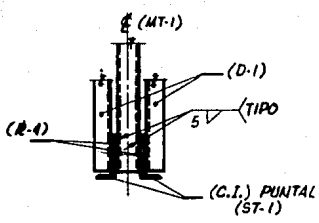
DETALLE 4



CORTE D-D

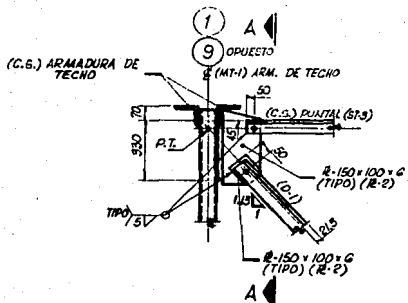


DETALLE 5

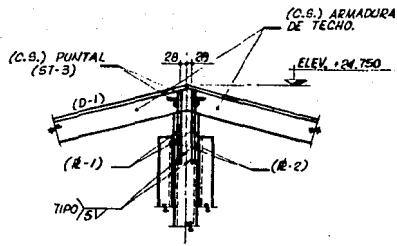


CORTE E-E

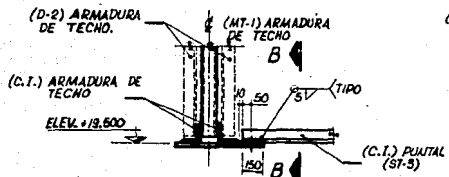




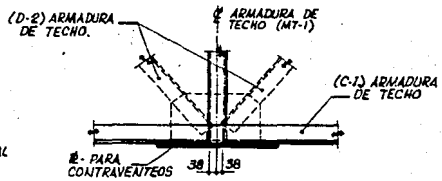
DETALLE 1'



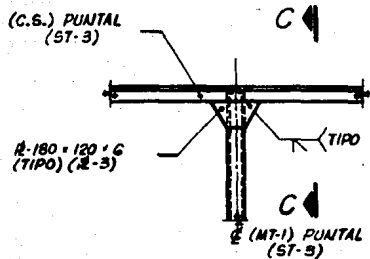
CORTE A-A



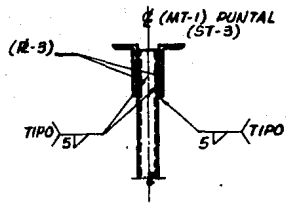
DETALLE 2'



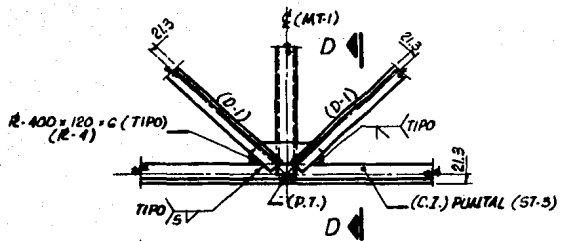
CORTE B-B



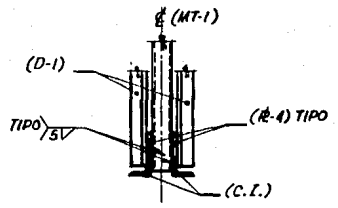
DETALLE 3'



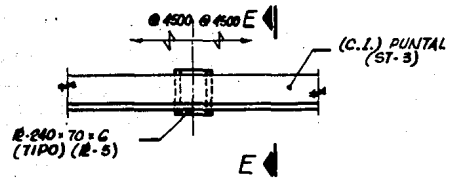
CORTE C-C



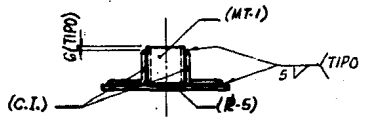
DETALLE 4'



CORTE D-D



DETALLE 5'

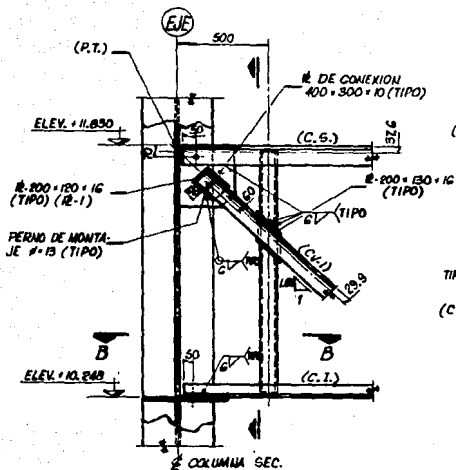


CORTE E-E

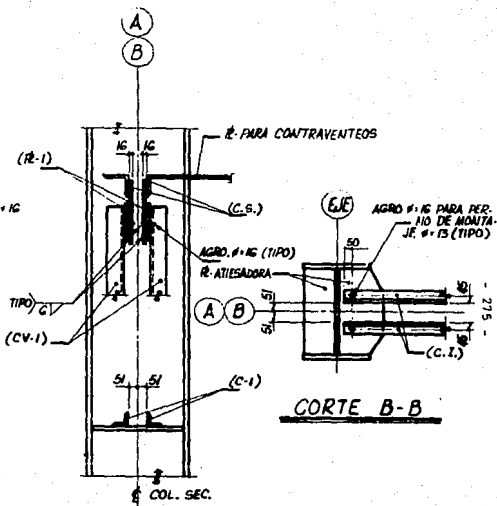
TABLA DE NOMENCLATURA	
IDENTIFICACION	DESCRIPCION
(C.S.)	CUERDA SUPERIOR 2 TF-127x127x16=59.6 Kg/m.
(C.I.)	CUERDA INFERIOR 2 JL-127x127x16=59.6 Kg/m.
(MT-1)	MONTANTE 2 LT-76x76x6=14.58 Kg/m.
(D-1)	DIAGONAL 2 TF-76x76x6=14.58 Kg/m.

† NOTA.

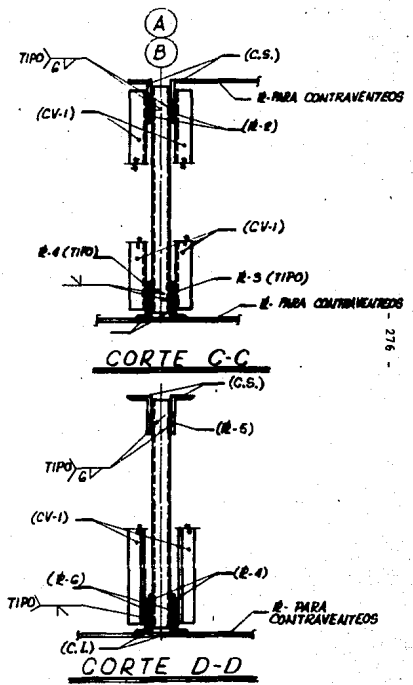
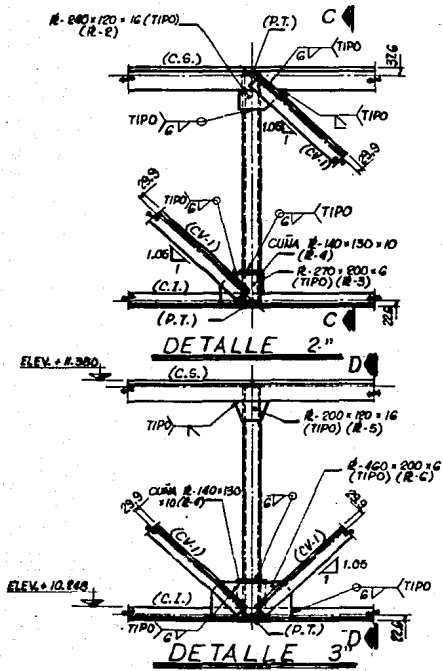
ESTA TABLA ES UTILIZADA PARA LOS ELEMENTOS DE LOS PUNTALES (ST-1) Y (ST-3).



DETALLE 1''



CORTE A-A



### TABLA DE NOMENCLATURA

IDENTIFICACION	DESCRIPCION
(C.S.)	CUERDA SUPERIOR 2 7F-127*127*16 = 59.6 Kg/m.
(C.I.)	CUERDA INFERIOR 2 JL-127*127*16 = 59.6 Kg/m.
(MT-1)	MONTANTE 2 EJ-102*102*13 = 38.1 Kg/m.
(CV-1)	DIAGONALES 2 JL-102*102*13 = 38.1 Kg/m.

## 6 CIMENTACION.

La cimentación es la última parte de toda la estructura ración; se requiere para llevar a cabo la construcción de cualquier obra y su objetivo primordial es transmitir - las cargas de la superestructura (en este caso, sólo las cargas de las columnas que forman parte de los marcos, ya que se carece de muros de cortante), al terreno donde se apoyan, siendo esta la razón principal de que la hacen - que el análisis y diseño de ésta parte estructural sea - de mayor interés para tomarse en cuenta en el estudio de un trabajo de este tipo.

En este caso, la elección del tipo de cimentación está principalmente en función de los siguientes parámetros:

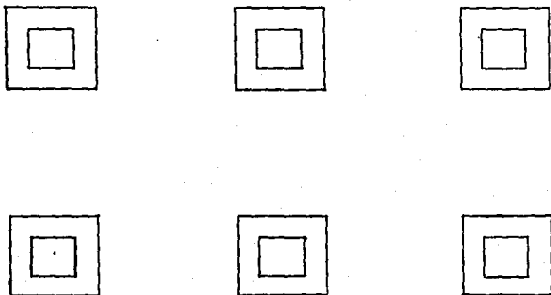
- Cargas actuantes sobre el edificio industrial.
- El tipo de edificio industrial.
- Tipo de terreno donde se va a ubicar dicho edificio.

Debido a que las cargas que transmite el edificio en - estudio a la cimentación es sólo por medio de las columnas, se elegirá el tipo de cimentación superficial a base de - zapatas aisladas, ya que la zapata es la ampliación que - se lleva a cabo en el apoyo de una columna, en la que actúan la presión del terreno y las cargas de la columna.

Las zapatas aisladas pueden ser cuadradas o rectangulares y se emplean principalmente en terrenos de baja compresibilidad y cuando los asentamientos diferenciales entre - las columnas pueden ser incluidos en el diseño estructural del edificio, sin incrementar el costo de la superestructura.

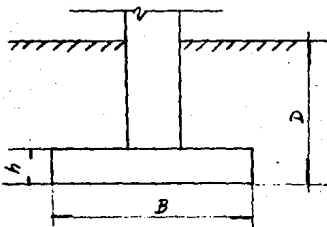
A continuación se muestra la cimentación superficial a base de zapatas aisladas (tipo).





P L A N T A

ELEVACION



## 6.1 ANALISIS Y DISEÑO

Al hacer el análisis y diseño de cualquier tipo de cimentación, es importante tener en cuenta los siguientes conceptos:

- Determinar los hundimientos y presiones de contacto del suelo.
- Calcular los elementos mecánicos en los elementos estructurales de la cimentación, debidos a los movimientos diferenciales, presiones de contacto y las cargas de la superestructura.
- La interacción suelo-cimentación tomando en cuenta tanto las propiedades elásticas de la cimentación como las del suelo.

Para esto, es importante tener presente que la capacidad de carga es la máxima intensidad de presión que una estructura transmite al suelo que lo soporta, sin llegar a causar asentamientos que pongan en peligro la estabilidad de la construcción o se presente falla del suelo por cortante.

El análisis de la capacidad de carga es importante en la evaluación de la estabilidad y economía de las cimentaciones superficiales y depende de las características geométricas de la cimentación, de las propiedades e índices del terreno, así como la localización del nivel freático.

En general, la falla por capacidad de carga en las construcciones, presentan una rotura por corte del suelo de desplante de la cimentación, siendo los principales tipos de falla:

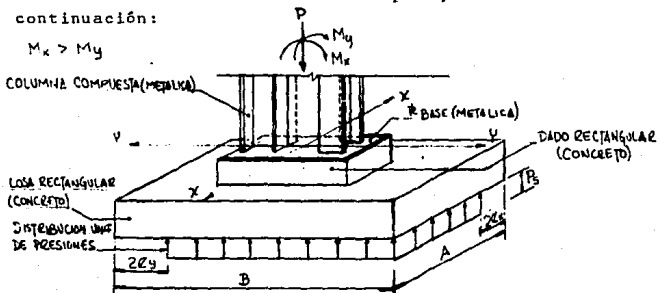
- Falla por corte general.
- Falla por punzonamiento.
- Falla por corte local.

Y los asentamientos que se producen por deformaciones elásticas (asentamientos inmediatos), asentamientos totales, consolidación del terreno, etc., siendo de mayor importancia los asentamientos diferenciales que los totales, ya que si una sola columna se llega a hundir unos centímetros, produce un efecto de ma-

por trascendencia en la estructura que si todas se llegaran a hundir a una mayor profundidad.

La zapata aislada, son estructuras constituidas por una losa que puede ser de forma cuadrada, rectangular, circular, etc., de acuerdo a la estructuración de la superestructura. Por lo general están sujetas a cargas axiales, momentos flexionantes y en algunas ocasiones fuerzas cortantes.

Para nuestro caso, en el que la zapata aislada está sujeta a carga axial y momentos flexionantes y a la vez cargada excéntricamente, la resultante de la presión del suelo no coincide con el centroide de la zapata, como se muestra a continuación:



(en ambos sentidos) y que la resultante de presiones coincide con la de las cargas aplicadas, el lado B, será igual a:

$$B = \frac{P_u}{(A - 2ex)Pr} + 2ey$$

Y

$$P_s = \frac{P_u}{(A - 2ex)(B - 2ey)}$$

Donde:

A= Lado corto de la zapata.

B= Lado largo de la zapata.

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u}$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

Para poder llevar a cabo un mejor análisis y diseño de las zapatas aisladas sometidas a carga excéntrica, es recomendable seguir los siguientes pasos:

- a) Se obtienen las cargas y momentos últimos mediante los factores de carga, osea:

$$P_u \text{ ó } M_u = 1.4 (C.M. + C.V.)$$

ó

$$P_u \text{ ó } M_u = 1.1 (C.M. + C.V. + C.A.)$$

En donde:

$P_u \text{ ó } M_u$  = carga ó momento último.

C.M. = Carga muerta.

C.V. = Carga Viva.

C.A. = Carga accidental.

- b) Se propone un valor de "A", y  $P_m$  (siempre y cuando lo requiera el caso) para la zona de estudio, para así encontrar el valor de "B" y posteriormente el valor de  $P_s$  (cabe aclarar que esta presión del suelo o de contacto deberá ser menor a la presión admisible o resistente del suelo ( $P_m$ ), ya que de lo contrario se deberán modificar las dimensiones de la zapata).

$$B = \frac{P_u}{(A - 2ex) P_R} + 2ey$$

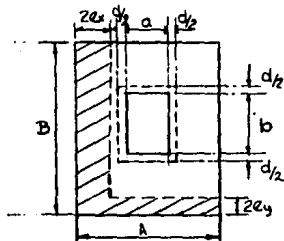
$$P_s = \frac{P_u}{(A - 2ex)(B - 2ey)} < P_R$$

c) Se revisa el peralte de la zapata por punzonamiento

Para el dimensionamiento de la zapata debe descontarse de la reacción del suelo, la que se debe al peso propio de la zapata; entonces se recalcula  $P_s$ , como:

$$P_{s1} = \frac{P_u}{(A - 2ex)(B - 2ey)}$$

Se determina la sección crítica por penetración, como:



d: Peralte efectivo = h - r

donde r: Recubrimiento = 7.0 cm (Para evitar corrosión en su contacto con el suelo)

Se determina el área efectiva  $A_p$ :

$$A_p = \text{Perímetro} \times d = [2(a+d) + 2(b+d)] d$$

Se determina la fuerza cortante que actúa en la sección crítica de la siguiente manera:

$$V_u = P_x f_c - P_s \cdot (2d)^2$$

Esta fuerza cortante ( $V_u$ ) produce un esfuerzo cortante promedio en la sección crítica de:

$$v_u = \frac{V_u}{A_p}$$

También se deben considerar los esfuerzos cortantes producidos en una cara de la sección crítica por el momento aplicado en la base de la columna.

Se considerará únicamente el efecto de  $M_x$ , ya que  $M_y$  es menor y es excesivamente conservador superponer los efectos de los dos momentos.

Según las normas, la fracción del momento que produce esfuerzos cortantes está dada por:

$$x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \left[ \frac{C_1 + d}{C_2 + d} \right]^{1/2}}$$

En donde:

$C_1$ : Es la dimensión de la columna paralela al momento transmitido; en este caso:  $C_1 = b = 240$  cm.

$C_2$ : Es la dimensión de la columna perpendicular a  $C_1$ ; en este caso:  $C_2 = a = 120$  cm

Por lo que el esfuerzo máximo que se produce por este momento flexionante vale:

$$V_{u1} \propto M_u \frac{C_{AB}}{J_c}$$

En donde:

$$M_u = M_{u_x}$$

$$CAB = \frac{b+d}{2}$$

$$J_c = \frac{d(b+d)^3}{6} + \frac{(b+d)d^3}{6} + \frac{d(a+d)(b+d)^2}{2}$$

Por tanto, el esfuerzo cortante total en el lado más desfavorable de la sección crítica vale:

$$V_{u_t} = V_u + V_{u_1}$$

Para que el peralte propuesto sea aceptado por efectos de punzonamiento, se deberá cumplir con lo siguiente:

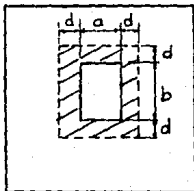
$$V_{u_t} < V_R$$

Donde:

$V_R$  : Esfuerzo cortante resistente, y que según la norma vale:

$$V_R = F_R \sqrt{f_c} = 0.8 \sqrt{210} = 11.6 \text{ kg/cm}^2$$

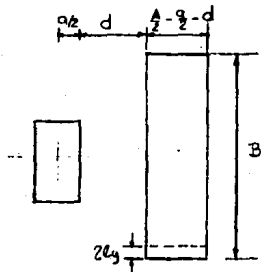
d) Se revisa el peralte de la zapata por cortante de viga para este estado límite, la sección crítica se encuentra a un peralte del paño de la columna, o sea:



Se determina el área de la sección crítica  $A_v$ :

$$A_v = (b+2d) \times d$$

Se determina la fuerza cortante actuante en la sección crítica como la suma de las presiones aplicadas -- desde el extremo hasta dicha sección, como a continuación se muestra:



$$V_u = \left( \frac{A}{2} - \frac{a}{2} - d \right) (B - 2e_y) P_{s1}$$

Para que sea aceptado el valor del peralte por efecto de fuerza cortante, deberá cumplirse que:

$$V_u < V_R$$

Donde:

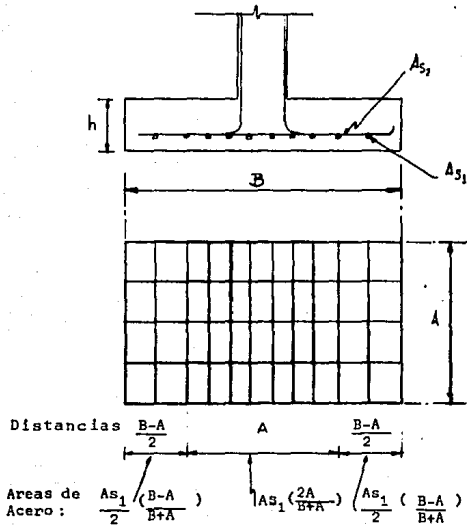
$V_R$  : Fuerza cortante resistente, y que por norma vale:

$$V_R = F_R A_v 0.5 \sqrt{f'_c} \text{ ó } 0.8 A_v 0.5 \sqrt{f'_c}$$

e) Se revisa el refuerzo por flexión.



En este caso en el cual tenemos una zapata aislada rectangular, sólo para la dirección del lado largo es válido colocar el refuerzo uniformemente espaciado. En la dirección del lado corto, se concentran los momentos flexionantes cerca de la columna, por lo que el refuerzo paralelo al lado corto debe ser mayor en la parte central, como se muestra a continuación:



$As_1$  = Cantidad total de refuerzo necesario para resistir la sección crítica, y se determina de la siguiente manera:

$$As_1 = \frac{Mu}{F_R J d F_y}$$

Donde:

$F_R$  : Factor de Reducción = 0.5

$J$  = 0.9

$d$  = Peralte efectivo de la zapata = 68 cm.

$F_y$  = Acero de fluencia del refuerzo = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

$M_u$  = 31,370,397 kg cm

Determinadas las correspondientes áreas de acero de refuerzo ( $As$ ) necesarias en c/u franja, se propone la varilla que se va a utilizar, para determinar posteriormente:

$$N^{\circ} \text{ Varillas} = \frac{As}{as}$$

Donde:

$as$ : Area neta de la varilla propuesta.

$$\text{Separación } \div \text{ varillas} = \frac{B \times b}{N^{\circ} \text{ vars.}}$$

Donde:

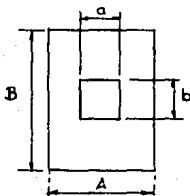
$B$  = Ancho de la franja en estudio.

$b$  = Ancho unitario (1 cm)

De igual manera se calculará el  $As_2$  (Acero de refuerzo necesario paralelo al sentido largo).

Teniendo en cuenta los conceptos vistos anteriormente y los resultados de los análisis de los marcos (sección 4.2 y 4.3), se procederá a diseñar la zapata.

Datos:



Ancho de la columna (a) = 1.20 m  
Largo de la columna (b) = 2.40 m  
Ancho de la zapata (A) = 4.0 m (propuesta)

$$\begin{aligned} P &= 190,072 \text{ kg (C.M. + C.V. + C.A.)} \\ M_x &= 28,328,471 \text{ kg.cm. (C.M. + C.V. + C.A.)} \\ M_y &= 4,081,588 \text{ kg cm (C.M. + C.V. + C.A.)} \\ P_u &= 30 \text{ Ton/m}^2 \\ f' c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\ f_y \text{ (Refuerzo)} &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \gamma_{\text{concreto}} &= 2400 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

Solución:

$$\begin{aligned} \text{a) } P_u &= 1.1P = 1.1 (190,072) = 209,079 \text{ kg} \\ M_{ux} &= 1.1 M_x = 1.1 (28,328,471) = 31,370,397 \text{ kg.cm.} \\ M_{uy} &= 1.1 M_y = 1.1 (4,081,588) = 4,489,747 \text{ kg.cm.} \end{aligned}$$

b) Si  $A = 4.0$  m

$$y: e_x = \frac{Mux}{Pu} = \frac{31,370,397}{209,079} = 150 \text{ cm} \approx 1.50 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{Muy}{Pu} = \frac{4,489,747}{209,079} = 21.5 \text{ cm} \approx 0.215 \text{ m}$$

$$B = \frac{Pu}{(A-2e_x)P_R} + 2e_y = \frac{209,079}{[4-2(1.5)](30)} + 2(0.215) = 7.40 \text{ m}$$

Proponemos  $B = 7.0$  m

Y si  $h$  (peralte de zapata) = 0.75 m (propuesta).

$$Pu = (190.072 + 4 \times 7 \times 0.75 \times 2.4) 1.1 = 264.52 \text{ Ton.}$$

Por lo que:

$$e_x = \frac{Mux}{Pu} = \frac{31,370,397}{264,520} = 118 \text{ cm} \approx 1.18 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{Muy}{Pu} = \frac{4,489,747}{264,520} = 16.97 \text{ cm} \approx 0.17 \text{ m}$$

$$Ps = \frac{Pu}{(A-2e_x)(B-2e_y)} = \frac{264,520}{(4-2(1.18))(7-2(0.17))} = 24.21 \text{ Ton/m}^2 < P_R$$

c) Revisión del peralte por punzonamiento.

$$Pu = Px 1.1 = 190.072 (1.1) = 209.079 \text{ Ton.}$$

$$Ps_1 = \frac{Pu}{(A-2e_x)(B-2e_y)} = \frac{209,079}{(4-2(1.18))(7-2(0.17))} = 19.14 \text{ Ton/m}^2$$

$$d = h-r = 75-7 = 68 \text{ cm.}$$

$$A_p = [2(a+d)+2(b+d)] \quad d = [2(120+68)+2(240+68)] \quad 68 = 67,456 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante  $V_u$ :

$$V_u = P_x F_c - p_s (2d)^2 = 190.072(1.1) - 19.14(2 \times 0.68)^2 = 173.68 \text{ Ton.}$$

∴ El esfuerzo cortante vale:

$$v_u = \frac{V_u}{A_p} = \frac{173,680}{67,456} = 2.57 \text{ kg/cm}^2$$

Determinación del esfuerzo cortante producido por el momento:  $M_{ux}$  (Máximo Momento en la Base de la Columna).

Se valga la fracción :

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1+0.67 [(C_1+d)/(C_2+d)]^{1/2}}$$

$$C_1 = 240 \text{ cm}$$

$$C_2 = 120 \text{ cm}$$

$$d = 68 \text{ cm}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1+0.67 [(240+68)/(120+68)]^{1/2}} = 0.54$$

Esfuerzo máximo:

$$v_{u1} = \alpha M_u \frac{C_{AB}}{J_C}$$

Donde:

$$\alpha = 0.54$$

$$M_u = M_{u_1} = 31,370,397 \text{ kg.cm}$$

$$C_{AB} = \frac{b+d}{2}$$

$$b = 240 \text{ cm}$$

$$d = 68 \text{ cm}$$

$$C_{AB} = \frac{240+68}{2} = 154 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{d(b+d)^3}{6} + \frac{(b+d)d^3}{6} + \frac{d(a+d)(b+d)^2}{2}$$

$$J_c = \frac{68(240+68)^3}{6} + \frac{(240+68)(68)^3}{6} + \frac{68(120+68)(240+68)^2}{2}$$

$$J_c = 953,650,133$$

Sust. valores:

$$v_{u_1} = 0.54 \frac{(31,370,397)(154)}{953,650,133} = 2.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{u_T} = v_u + v_{u_1} = 2.57 + 2.73 = 5.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Como: } v_{u_T} < v_R = 11.6 \text{ kg/cm}^2$$

Se acepta el peralte por punzonamiento.

d) Se revisa el peralte de la zapata por cortante de viga.

El área de la sección crítica vale:

$$A_v = (b+2d) \times d = (240+2(68))68 = 25568 \text{ cm}^2$$

La fuerza cortante vale:

$$v_u = \left(\frac{a}{2} - \frac{a}{2} - d\right) (B-2e) P_{s_1}$$

$$v_u = \left(\frac{400}{2} - \frac{120}{2} - 68\right) (700-2(21.5)) \times 1914 = 90,540 \text{ kg}$$

Y la fuerza cortante resistente:

$$V_R = 0.8 A_v 0.5 \sqrt{f_c} = 0.8 (25568) 0.5 \sqrt{0.8 (210)}$$

$$V_R = 132,560 \text{ kg} > V_u$$

se acepta el peralte de la zapata  $h = 75 \text{ cm}$

e) Refuerzo necesario por flexión.

Sust. de valores:

$$A_{s1} = \frac{31,370,397}{0.5(0.9)(68)(4200)} = 244 \text{ cm}^2$$

en las franjas de ancho: (franjas extremas)

$$\frac{B-A}{2} = \frac{700-400}{2} = 150 \text{ cm}$$

Se colocará la siguiente cantidad de acero de refuerzo:

$$\frac{A_{s1}}{2} \left( \frac{B-A}{B+A} \right) = \frac{244}{2} \left( \frac{700-400}{700+400} \right) = 33 \text{ cm}^2$$

Usando varillas #8  $\rightarrow a_s = 5.067 \text{ cm}^2$

$$\text{No. de vars.} = \frac{33}{5.067} = 6.5 \hat{=} 7$$

$$\text{Separación } \div \text{ vars.} = \frac{150 \times 1}{7} = 21.4 \text{ cm}$$

se colocaran vars. # 8 @ 20 cm.

En la franja central de ancho:

$$A = 400 \text{ cm}$$

Se colocará la siguiente cantidad de acero de refuerzo:

$$As_1 \left( \frac{2A}{3+A} \right) = 244 \left( \frac{2 \times 400}{700+400} \right) = 177 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando varillas \#10 } q_s = 7.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. vars.} = \frac{177}{7.91} \approx 22$$

$$\text{Separación} \div \text{varillas} = \frac{400 \times 1}{22} = 18 \text{ cm}$$

se colocarán vars. #10 @ 18 cm

$$As_2 = \frac{Mu_y}{F_R Jd F_y}$$

Sust. de valores

$$As_2 = \frac{4,489,747}{0.5(9)(66)(4200)} = 35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Proponiendo vars. \# 8 } q_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

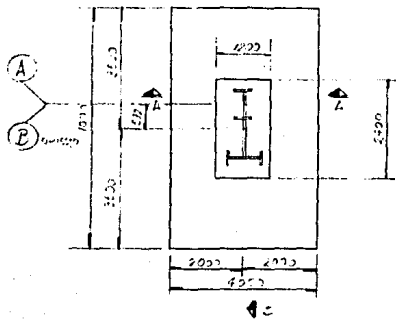
$$\text{No. de vars.} = \frac{35}{5.07} \approx 7$$

$$\text{Separación} \div \text{varillas} = \frac{400 \times 1}{7} = 57 \text{ cm}$$

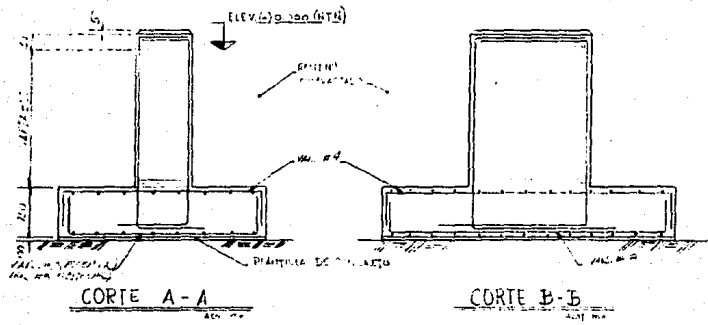
se utilizarán vars. #8 @ 50 cm.



235 4-



PLANTA DE CARTEL  
ACOTADA



## 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

El motivo principal que se tuvo para querer desarrollar un trabajo como el aquí mostrado, es el de tener siempre presente que en cualquier proyecto, por muy grande o pequeño que sea este, se tiene que hacer un estudio lo mas completo posible, en el cual se agoten todas las alternativas de solución, para así tener la seguridad de que se estará cumpliendo con los objetivos fundamentales del proyecto.

En este caso, se desarrolló el estudio de uno de los edificios industriales que forman parte de un complejo siderúrgico, ya que se pensó que hay aspectos básicos primordiales que deben ser conocidos para el análisis y diseño de los mismos, por lo que se pretende que el presente trabajo sea una guía para todas aquellas personas que esten interesadas en el estudio de este tipo de edificios.

Podemos decir en forma general que, cuando se presente el diseño de un edificio industrial de tal magnitud, es necesario partir de la ingeniería básica que se va a llevar a cabo en el mismo, ya que de esta, el ingeniero estructurista predimensionará todos los elementos estructurales que formarán parte de dicho edificio, y que deberán soportar las sollicitaciones de carga a las que están expuestos.

A continuación, se mencionan las conclusiones y recomendaciones más importantes, cuando se presente

el resolver una estructura como la de este trabajo.

- La elección del material que se utilizará en la cubierta de techo, dependerá de la pendiente que tenga el mismo, y deberá resistir y proteger adecuadamente a la estructura de la acción de los agentes externos.
- El espaciamiento en los largueros de techo dependerá de la resistencia del material que va a soportar se recomienda colocarlos en los nodos y cuartos del claro del tablero que forma parte de la armadura de techo.
- El uso de contraflameos en la cubierta de techo, contribuye a rigidizar y disminuir el pandeo lateral de los largueros de techo.
- La elección del tipo de armadura de techo dependerá principalmente de las cargas a las que este sometida y del claro que tenga que cubrir.
- Dependiendo de la Ingeniería Básica y del tipo de cargas al que este sometido el edificio del tipo nave industrial, es como se elegirá el tipo de marco que se utilizará para el análisis y diseño del mismo, o sea:

Si está expuesto a cargas internas considerables, como son, las originadas por la trabe grúa y el carro sobre la trabe carril, y a su vez, sobre el marco transversal y longitudinal, se utilizará el marco tipo semirfido.

Si esta expuesto a cargas internas bajas, como lo es donde de se llevan procesos de manufactura menores o el almacenamiento de algún producto, se utilizará el marco del tipo rígido.

Las cargas externas como lo son las ocasionadas por el viento o el sismo, también repercuten en el análisis de los marcos, pero en donde se llevan grandes procesos de manufactura, predominan las cargas internas.

- Cuando se estructure el edificio industrial a base de marcos del tipo semirígido, se recomienda el uso del manual AISE (Asociación de Ingenieros del Hierro y del Acero), ya que tiene las bases necesarias para poder llevar a cabo el análisis del edificio en estudio.
  
- La construcción de edificios del tipo nave industrial, hechas a base de estructuras metálicas, proporcionan muchas ventajas, como las que se mencionan a continuación:  
  
Rapidez en la fabricación y montaje de todas las partes que constituyen al edificio, como lo son la cubierta y armadura de techo, puntales (armaduras longitudinales), contraventeos, marcos transversales y longitudinales, etc.  
  
Facilitan las maniobras de ampliación o modificación de la estructura existente, ya sea por las necesidades que requiera el proceso o por fallas originadas en su instalación.
  
- En este tipo de edificios, se utiliza con frecuencia el perfil "I" para las columnas, ya que presenta las siguientes ventajas:

Se puede conseguir fácilmente en el mercado, o puede fabricarse de 3 placas soldadas.

Presenta alta resistencia a esfuerzos axiales (tensión o compresión), corte, flexión y combinados.

Es de peso ligero en comparación con columnas de concreto.

Étc.

Fácilmente se pueden realizar pruebas no destructivas para poder hacer la revisión en las conexiones de los elementos estructurales, como lo es la inspección de las soldaduras (ultrasonido, rayos X, substancias químicas, etc.), logrando con esto, que no se alteren las actividades que se están llevando a cabo en el edificio industrial.

El uso de perfiles ligeros en toda la estructura ocasiona que se tengan cimentaciones económicas.

- El uso de contraventeos y puntales, es para resistir las fuerzas de viento o sismo, disminución de la longitud efectiva de pandeo de algunos elementos y restricción de la estructura a desplazamientos laterales.
- La elección del perfil que se utilizará en los largueros de pared, dependerá del material que se colocará como "muro", ya definido, se hará el sistema de fijación más conveniente, -- para que pueda resistir y proteger a la estructura de la acción de los agentes externos.
- Debido a que el peso con el que cuenta el sistema de grúa es considerable, el diseño del tope de la grúa, en este tipo de edificios es muy importante, ya que contribuye a evitar que se presenten grandes desplazamientos en la estructura.

- Para el análisis estructural de la armadura de techo y de los marcos (transversal y longitudinal), se recurrió al uso de programas de computadora, debido a que se obtienen resultados más precisos y rápidos.
- Cuando se analicen este tipo de edificios, los cuales no presenten muros de carga , se recomienda el uso de cimentaciones superficiales a base de zapatas aisladas.

## BIBLIOGRAFIA

- + DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO;  
Lambert Tall;  
Segunda edición, 1974,  
Edit. wiley.
- + DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO;  
Edwin H. Gaylord, Charles N. Gaylord;  
Primera edición, Abril 1980,  
Edit. CECSA
- + ESTRUCTURAS DE ACERO, COMPORTAMIENTO Y DISEÑO;  
Oscar de Buen, López de Heredia;  
Primera edición, 1980,  
Edit. LIMUSA
- + DISEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS;  
Jack C. McCormac;  
Segunda edición, Mayo 1971,  
Edit. REPRESENTACIONES Y SERVICIOS DE INGENIERIA, S.A.  
México.
- + CIMENTACIONES SUPERFICIALES;  
Carlos Magdaleno; Rafael Rojas, Carlos Ferregut;
- + INSTRUCTIVO DEL SISTEMA CECAPI/ESTRUCTURAS;  
Facultad de Ingeniería, FI/CC/85  
U.N.A.M.
- + APUNTES DEL CURSO DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES CONSTRUI  
DOS CON PERFILES DE ACERO FORMADOS EN FRIO;  
impartido por el Instituto Mexicano de la Construcción  
del Acero, A.C. (I.M.C.A.), 1987

+ REVISTA DE INFORMACION CIENTIFICA Y TECNOLOGICA;  
CONACYT;

Septiembre 1986, Vol. 8 # 120.

+ APUNTES DE DISEÑO ESTRUCTURAL;

Oscar de Buen y López de Heredia,

Francisco de Pablo Galan,

Luis Esteve Maraboto,

Carlos Olagaray Palacios,

Facultad de Ingenieria, U.N.A.M.

+ DISEÑO DE ESTRUCTURAS SOLDADAS;