



10  
2ej  
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES**

**“ARAGON”**

**FALLA DE ORIGEN**

**“PROYECTO ESTRUCTURAL DE UNA  
NAVE INDUSTRIAL CON MARCOS DE  
ACERO DE SECCION VARIABLE”**

**TESIS PROFESIONAL**  
Que para obtener el Título de:  
**INGENIERO CIVIL**  
**P r e s e n t a :**  
**JOSE JUAN ARZOLA RAMIREZ**

San Juan de Aragón Edo. de Méx.

1995



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.

*- Por eso pedi, y se me concedió la prudencia, supliqué y me vino el espíritu de sabiduría.*

*- La aprendí con sencillez y la comunico sin envidia; no quiero guardar para mí sus riquezas.*

*- Que Dios me conceda hablar con sensatez y expresar ideas dignas de las dones que recibí, puesto que El mismo es el guía de la sabiduría y El dirige a los sabios.*

*- Pues nosotros y nuestras palabras estamos en sus manos, con toda nuestra inteligencia y habilidad.*

*- El me dió el verdadero conocimiento de lo que existe; me hizo conocer la estructura del mundo y las propiedades de los elementos.*

*Sab. 7, 7.13.15.16 y 17.*

## ***I N D I C E***

<b><i>CAPITULO</i></b>	<b><i>PAGINA</i></b>
<b><i>I. Introducción</i></b>	<b><i>1</i></b>
<b><i>II. Generalidades</i></b>	<b><i>5</i></b>
<b><i>III. Definición de Cargas</i></b>	<b><i>25</i></b>
<b><i>IV. Propiedades Elásticas</i></b>	<b><i>42</i></b>
<b><i>V. Análisis</i></b>	<b><i>58</i></b>
<b><i>VI. Diseño</i></b>	<b><i>97</i></b>
<b><i>VII. Cimentación</i></b>	<b><i>134</i></b>
<b><i>VIII. Conclusiones</i></b>	<b><i>141</i></b>
<b><i>Bibliografía</i></b>	<b><i>143</i></b>
<b><i>Apéndice: Planos Estructurales</i></b>	<b><i>144</i></b>

# CAPITULO I

## INTRODUCCIÓN

*Los marcos rígidos de alma llena constituyen una alternativa ventajosa en muchos casos para la construcción de NAVES INDUSTRIALES. Lo que ha dado como resultado que hasta nuestros días se estén desarrollando numerosos programas de cómputo que permiten realizar en forma rápida y exacta el análisis y diseño de este tipo de estructuras.*

*Sin embargo, en muchos casos la solución óptima de este tipo de marcos implica el uso de barras de sección variable con el objeto de reducir el volumen del acero estructural y en consecuencia el costo de la estructura.*

*Es verdad que la relación entre volumen de material y costo no es directa ya que en ocasiones la adopción de miembros de sección variable involucra la necesidad de operaciones constructivas más complejas para cortar y armar el acero que constituye ese tipo de barra por lo que bien puede suceder que lo que se ahorre en volumen de acero quede sobrepasado por el incremento de costo de los procedimientos empleados en la fabricación de la estructura.*

*Cabe comentar que la observación anterior no es válida cuando se aplican avances tecnológicos de punta en la fabricación de los marcos ya que el empleo de dispositivos automatizados y robotizados para el corte y la soldadura de placas permite que el ahorro en volumen se refleje en ahorros efectivos en el costo.*

*Por lo anterior el empleo de Marcos de Sección Variable es una alternativa común en las zonas industriales más desarrolladas de nuestro país en donde es posible la aplicación de las tecnologías más avanzadas ya mencionadas y por lo tanto se da una reducción efectiva de costos.*

*En el análisis y diseño de este tipo de marcos el proyectista muchas veces pierde de vista las repercusiones que tiene la sección variable de la barra. Este descuido obedece al empleo irreflexivo de programas de cómputo y al desconocimiento de los fundamentos del cálculo estructural.*

*El objetivo principal de esta tesis es precisamente poner de relieve las consideraciones especiales que deben realizarse para el análisis y diseño de marcos como consecuencia de la variabilidad de la sección de las barras. Desde luego que dichas consideraciones podrán incluirse en programas de cómputo o en métodos de cálculo manual.*

*Para esta revisión se tomó como ejemplo el proyecto de una nave industrial ubicada en San Cristóbal Ecatepec, Edo. Mex. dentro de una planta procesadora de papel higiénico. En el capítulo II de esta tesis se presentan las generalidades de dicho proyecto, se describe la estructuración adoptada, las condicionantes impuestas por el suelo en el sitio, las razones que justificaron el porqué del tipo y los detalles diversos de los elementos estructurales.*

*En el capítulo III se definen las cargas más importantes que deben considerarse en el análisis de este tipo de marcos, haciendo referencia a las prescripciones que al respecto se incluyen en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad y en el Reglamento vigente de las construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, estos documentos son legalmente aplicables al caso que nos ocupa porque el sitio de la obra aunque está en el Estado de México se ubica en la zona conurbada de la Ciudad de México.*

*El capítulo IV se refiere a la definición de las propiedades elásticas del marco por analizar. En este capítulo se toca uno de los temas principales de esta*

testis; puesto que las propiedades elásticas se modifican substancialmente en una barra de sección variable respecto a una barra de sección constante. Para destacar esa modificación se empieza por definir y plantear teóricamente las propiedades elásticas de una barra de sección variable, se procede en seguida al cálculo de las propiedades elásticas correspondientes a una barra del marco que sirve de ejemplo. Posteriormente se presenta el método de Newmark que es un método aproximado desarrollado antes de que existieran las computadoras y se aplica al ejemplo. Finalmente se hace una comparación de las propiedades elásticas calculadas con los métodos manuales con respecto a las calculadas por computadora.

En el capítulo V se desarrolla el análisis del marco ejemplo para las combinaciones de carga requeridas por el reglamento, en este análisis queda implícito el efecto de la variabilidad de la sección en cada barra.

Para el diseño también se aprovechan programas de cómputo desarrollados especialmente para este tipo de marcos. Se hace notar que en las vigas la sección variable permite el desarrollo de una fuerza inclinada de compresión que afecta el diseño por cortante del alma. Este efecto a menudo se desprecia lo que es incorrecto ya que puede tener efectos desfavorables.

Otro aspecto del diseño afectado por la variabilidad de la sección es la revisión por pandeo de las columnas, en este cálculo queda la duda de qué momento de inercia debe aplicarse en el cálculo de carga crítica de pandeo. A veces se resuelve prácticamente este problema tomando la inercia de la sección media, pero este camino aunque sencillo no es aconsejable porque puede conducirnos a un diseño inseguro.

Se termina el diseño refiriéndose tanto a las soldaduras de campo como de taller y al diseño de elementos estructurales principales y secundarios.

*En el capítulo VII se incluyen aspectos de análisis y diseño de la cimentación formada en este caso por zapatas aisladas bajo las columnas que están articuladas en su base. Este diseño es simple y no corresponde al tema central de la tesis, sin embargo se consideró conveniente incluirlo a fin de completar el cálculo de la estructura que se tomó de ejemplo.*

*En el último capítulo, el VIII el autor de esta tesis presenta las conclusiones más importantes que pueden extraerse de este trabajo.*



## **CAPITULO II**

### **G E N E R A L I D A D E S**

*CRISOBA INDUSTRIAL S.A. DE C.V. en su programa de ampliación de la planta procesadora de papel higiénico ubicada en San Cristóbal Ecatepec, I. Mex. desea construir una NAVE INDUSTRIAL para dicho fin.*

*Para lo cual fue necesario llevar a cabo el análisis, diseño y elaboración de planos tanto de la estructura como de la cimentación.*

*La NAVE INDUSTRIAL servirá para dar alojamiento a la materia prima para el procesamiento de papel higiénico, consta en el sentido transversal de MARCOS PLANOS DE SECCIÓN VARIABLE articulados en su base. En el sentido longitudinal es a base de puntales, constituidos por vigas I de alma llena.*

#### **DIMENSIONES:**

##### **LONGITUDINAL:**

*Orientado de este-oeste comprende entre los ejes 1 al 5: cuatro crujeas, de 5.00, 6.67, 6.66 y 6.67 m respectivamente, cubriendo una longitud total de 25.00 m.*

##### **TRANSVERSAL:**

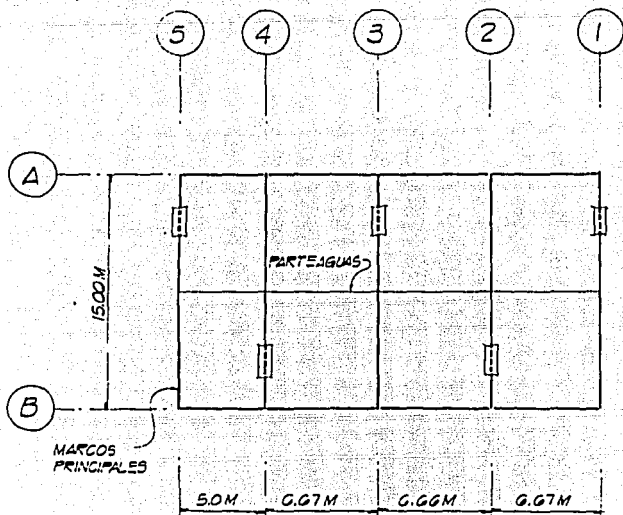
*Orientado de norte-sur comprende entre los ejes A y B ( una crujía ) cubriendo una longitud total de 15.00 m.*

**ALTURA:**

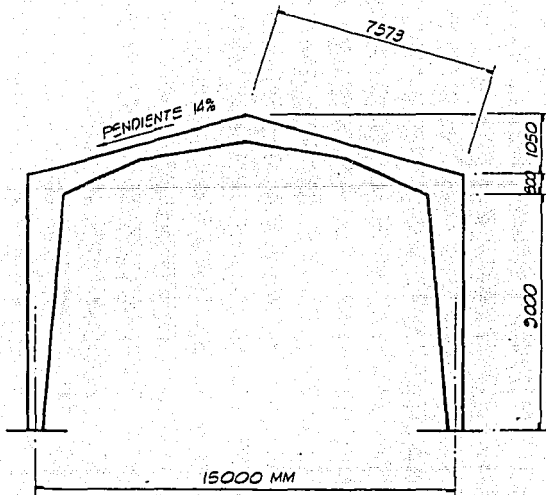
Por necesidades de operación la altura libre deberá ser de 9.00 m.

Para tener una idea mas clara de lo que anteriormente se describió nos auxiliaremos de las figuras II.1 y II.2.

figura II.1



PLANTA



ELEVACION

Figura I.2

## **ESTRUCTURACIÓN**

*La estructuración de la NAVE INDUSTRIAL que analizaremos consiste básicamente de un conjunto de marcos principales unidos entre si mediante un sistema de puntales, largueros y contraventeos o arriostramientos de cubierta ( ver figura 11.3 ), cuya función principal es dar apoyo a las cubiertas garantizando el trabajo de conjunto de todos los elementos que forman la estructura, dando como resultado la estabilidad, que es uno de los principales objetivos, esto nos llevará a tener una estructura segura aún cuando se presenten los efectos más críticos como pueden ser el sismo o el viento.*

*Otro de los objetivos de gran trascendencia es garantizar la seguridad de las vidas humanas y del equipo que en ella se albergue.*

*La estructura de la NAVE INDUSTRIAL se puede considerar que esta formada de los siguientes elementos :*

- 1.- Marcos Principales.*
- 2.- Estructura de Cubierta.*
- 3.- Estructura de Fachadas Laterales y Frontales.*

*Con el propósito de definir las variables que deben considerarse tanto para el análisis como para el diseño, trataremos de manera particular cada uno de los incisos anteriores.*

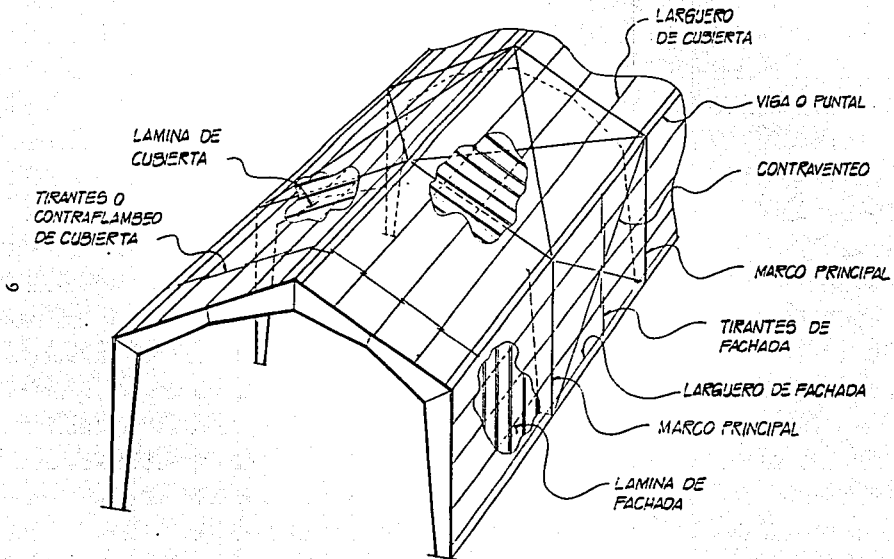


figura II.3

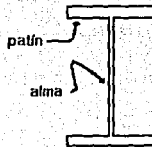
## **1.- MARCOS PRINCIPALES.**

*Los marcos principales de una nave industrial pueden ser de dos tipos:*

*Marcos rígidos con sección I o H, formada por tres placas soldadas ( de alma de sección constante o variable ).*

*Marcos con armaduras.*

*En nuestro caso optaremos por marcos principales con sección I, patines de sección constante y alma de sección variable en toda su longitud.*



### **SECCIÓN TIPO I.**

*Por el tipo de servicio que prestará la nave industrial, los marcos principales no estarán sujetos a la acción de alguna grúa viajera, ya que el movimiento de material se hará con montacargas.*

*Los factores que influyen para predimensionar los marcos principales son los siguientes:*

### **1.1. TIPO DE APOYO Y PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.**

*Para determinar estos dos aspectos nos apoyaremos en el estudio de Mecánica de Suelos. Dicho estudio de acuerdo a las características del suelo nos recomienda utilizar apoyo articulado en el extremo inferior de los marcos y desplantar la cimentación a una profundidad mínima de 1.0 m bajo el terreno natural.*

### **1.2. CLARO Y ALTURA LIBRE.**

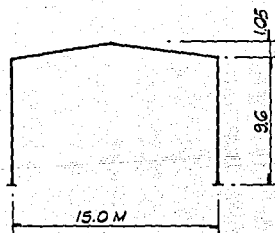
*Se determinan después de hacer un estudio del área requerida para el caso del claro y para la altura libre se tendrá que recurrir a la disciplina de Proceso, quien establece dicha altura de tal forma que en la nave haya una buena ventilación y que tenga una óptima respuesta a los cambios climáticos ó en su defecto la podremos establecer considerando el equipo que albergará.*

*En la figura 11.4 se nos muestran estos datos, que se determinaron tomando en cuenta las anteriores observaciones.*

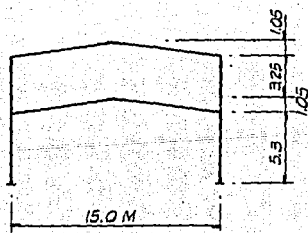
### **1.3. INCLINACIÓN DEL CABEZAL.**

*La inclinación del cabezal está en función de la pendiente necesaria para drenar el agua de lluvia, granizo o para evitar que se acumulen polvos u otra clase de partículas que signifiquen una carga adicional que pueda afectar a la lámina de cubierta y que finalmente representen esfuerzos adicionales en la estructura.*

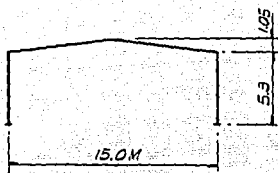
*El tipo de lámina que se puede utilizar para este tipo de estructura es la de asbesto-cemento que requiere una pendiente del 15%, o lámina metálica ( zinc),*



MARCO EJES 1, 2 y 3



MARCO EJE 4



MARCO EJE 5

*Figura II.4*



pintro o romsa ), para este tipo se requiere menor pendiente con un mínimo de 5%. Únicamente en casos especiales y por necesidades específicas del proyecto se usarán pendientes mayores del 15%.

De lo anterior en este caso se considera usar lámina metálica pintro calibre 24 con pendiente del 14%.

#### **1.4. SEPARACIÓN DE LARGUEROS.**

La separación de largueros se ve casi obligada únicamente en el caso de marcos con armaduras, ya que resulta conveniente y mas económico hacer coincidir los nudos de la cuerda superior con la posición de los largueros con el propósito de eliminar el trabajo de flexo-compresión de la cuerda. Por otro lado la separación está en función del tipo y tamaño de las láminas de cubierta; es muy común usar 1.15 m y 1.40 m para la lámina de asbesto-cemento y hasta 3.0 m en el caso de lámina metálica.

Para el caso que nos ocupa usaremos una separación de 1.5 m como máximo ya que es lo que recomienda el fabricante de la lámina.

#### **1.5. SELECCIÓN DEL TIPO Y SEPARACIÓN ENTRE MARCOS.**

Para este inciso es necesario contar con toda la información mencionada del inciso a) al d) dicha información nos llevará a hacer una correcta selección del tipo de marco a utilizar y la separación entre los mismos, aunque cabe mencionar que en la mayoría de los casos rige el factor económico desde luego sin descuidar la disponibilidad del material ( placas y perfiles laminados ), las características del medio ambiente y lugar en donde se construirá la estructura.

*La experiencia que se tiene en este tipo de estructuras a través de los años nos lleva a afirmar que en términos generales la solución con marcos rígidos podría resultar más económica si se toman en cuenta factores como la fabricación, la celeridad en el montaje, la construcción, menor cantidad en el control de soldaduras hechas en taller o en campo, el mantenimiento, su forma además de ser agradable y vistosa, ayuda para que su comportamiento esté de acuerdo al que teóricamente esté sometido, por su forma en la base se garantiza la articulación que nos lleva a tener una cimentación de dimensiones menores. La separación que se recomienda para este tipo de marcos es de 6.0 m a 10.0 m. ya que usar una separación mayor resulta antieconómico no tanto por el marco sino por los largueros.*

## **2.- ESTRUCTURA DE CUBIERTA.**

*La estructura de cubierta de las naves industriales básicamente la componen los siguientes elementos:*

### **2.1. LARGUEROS DE CUBIERTA.**

### **2.2. TIRANTES.**

### **2.3. CONTRAVENTEADO DE CUBIERTA.**

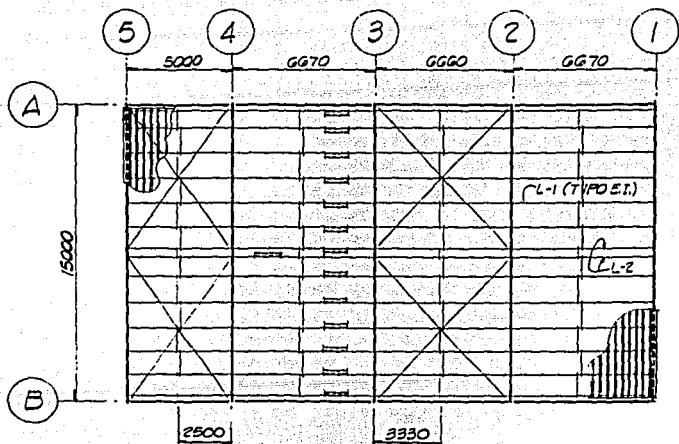
*A continuación describiremos cada uno de estos elementos estructurales y las variables que intervienen.*

### **2.1. LARGUEROS DE CUBIERTA.**

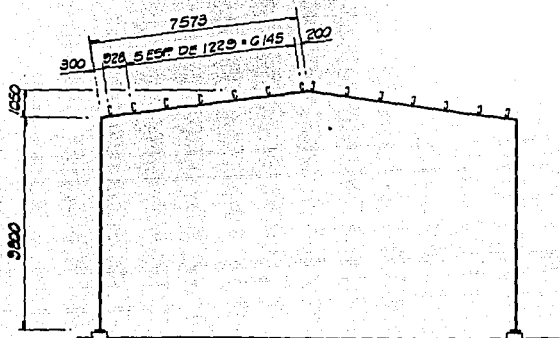
*En el diseño de largueros de cubierta se ve frecuentemente regido por las condiciones de deformación más que por esfuerzos, estos elementos estructurales soportan directamente la cubierta y su separación está dada como ya se mencionó por el tipo de lámina que se use.*

*El perfil más común que además resulta muy económico es el tipo MONTEN de lámina delgada, laminado en frío; dependiendo de las condiciones del medio ambiente, por ejemplo que sea muy corrosivo o en zonas sujetas a ciclones en donde es obvio que se nos presentarán presiones de viento bastante altas, en este caso lo más conveniente es usar perfiles laminados del tipo canal, sección I o cajón.*

*En la figura 11.5 se muestra la separación usada de largueros.*



PLANTA DE CUBIERTA



ELEVACION

Figura II.5

## **2.2. TIRANTES (conocidos como SAG-RODS).**

*Es necesario su uso para proporcionar soporte lateral al patín superior de los largueros, sujetos a esfuerzos de compresión, reducen la longitud no arriostrada evitando con esto el pandeo lateral, esto hace que el esfuerzo permisible aumente, la separación más común de los tirantes es de un medio o dos tercios del claro de los largueros.*

*El material usado para estos tirantes son redondos con rosca en los extremos, usando un diámetro mínimo de 3/8" aun cuando por cálculo resulte un diámetro menor.*

*En la figura 11.5 se muestra la separación usada en este proyecto.*

## **2.3. CONTRAVENTEIO DE CUBIERTA.**

*Forma parte del contraventeio general de la estructura, su función es dar rigidez al conjunto y transmitir las fuerzas horizontales que se presentan en el plano de cubierta a los elementos resistentes.*

*Ya que este contraventeio forma parte del sistema general de contraventeio, deberá localizarse en forma discreta, buscando hasta donde sea posible que coincida con las crujiás en donde se encuentre ubicado el contraventeio de las fachadas laterales con el fin de que se formen "torres" completas. Por "torre" se entiende una porción continua de la estructura que presenta contraventeadas sus crujiás.*

*Por lo general este tipo de contraventeo se localiza en las crujiás extremas y a veces cuando se requiere en las intermedias. La forma geométrica o solución que se suele dar debido a su buena respuesta para transmitir las fuerzas horizontales es la diagonal en cruz, se usa por lo general perfiles angulares o en otros casos los redondos como elementos resistentes.*

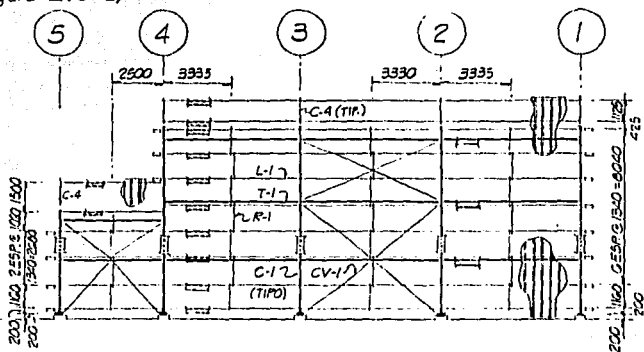
*En la figura 11.5 se muestra la posición de estos elementos estructurales.*

### **LOCALIZACIÓN DE ABERTURAS.**

*En algunos casos y de acuerdo con las necesidades del proyecto, es necesario antes de proceder a distribuir los largueros y seleccionar las crujiás en que se colocará el contraventeo, obtener de otras disciplinas la información referente al tamaño y localización de huecos que será necesario estructurar localmente, para proporcionar soporte al equipo de ventilación, que se ubicará en el techo de la nave industrial, o bien que se requiera para fines de iluminación y colocación de linternillas, procediendo una vez resuelto el problema local a determinar la estructuración general de la estructura.*

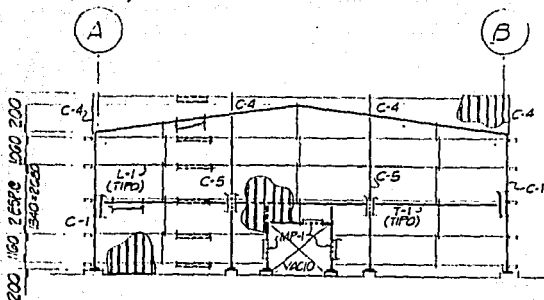
*En la estructura que nos ocupa, la posición y tamaño de las aberturas quedó definida por razones arquitectónicas y de ventilación y se muestra en la figura 11.6.*

figura II.6 a)



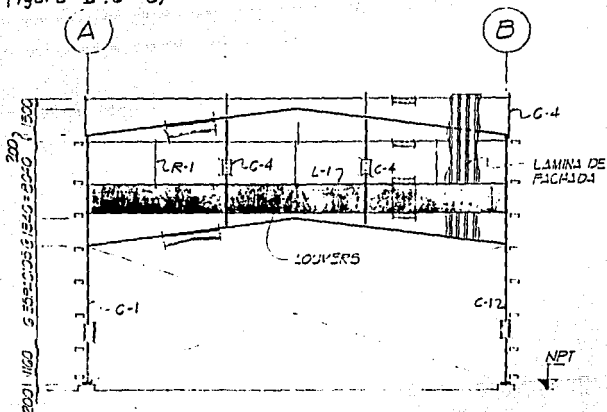
ELEVACION FACHADA EJES A Y B

figura II.6 b)



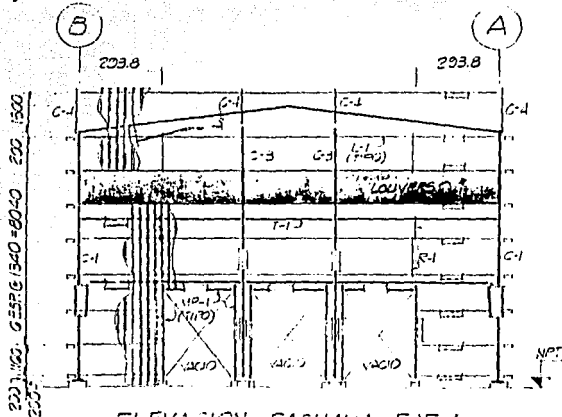
ELEVACION FACHADA EJE 5

figura II.6 c)



ELEVACION FACHADA EJE 4

figura II.6 d)



ELEVACION FACHADA EJE 1

FALLA DE ORIGEN



### **3.- ESTRUCTURA DE FACHADAS LATERALES.**

*Es muy semejante al de la cubierta y está formada por los siguientes elementos:*

#### **3.1. LARGUEROS LONGITUDINALES.**

#### **3.2. TIRANTES VERTICALES.**

#### **3.3 SISTEMA DE CONTRAVENTEIO VERTICAL.**

*Trabajando en conjunto los anteriores elementos estructurales tienen como función:*

*a) Soportar la cubierta lateral.*

*b) Formar una armadura capaz de transmitir las fuerzas de viento o cualquier otra fuerza longitudinal que actúe sobre la cubierta lateral o frontal a la cimentación.*

#### **3.1. LARGUEROS LONGITUDINALES.**

*Al igual que los de cubierta, su separación está regida por el tipo de lámina que se utilice, los materiales para fachada son más variados, de uso más frecuente son la lámina metálica, los paneles especiales hechos a base de asbesto-cemento y en algunos casos láminas acrílicas hechas a base de fibra de vidrio. Para determinar la separación conveniente de los largueros es necesario consultar los catálogos que el fabricante proporciona, ya que en estos se da la capacidad de carga permisible de cada material especificando el claro, con estos datos se*

*compara con la presión del viento actuante dando como resultado el tener una separación óptima de largueros que finalmente será la solución más económica.*

*Debido a que estos largueros soportan el peso de la cubierta lateral alrededor de su eje menor de flexión y además quedan expuestos a la acción directa de la presión del viento, se requieren perfiles más robustos que los de cubierta, para lo cual es común el uso de secciones en cajón del tipo monten, laminados en frío.*

### **3.2. TIRANTES VERTICALES.**

*Su función principal es de dar apoyo lateral a los largueros de fachada, soportar y transmitir las reacciones superiores; su diámetro, tamaño y separación dependerán del peso y área de cubierta lateral por soportar.*

### **3.3. SISTEMA DE CONTRAVENTEADO VERTICAL.**

*Este sistema de contraventeado podrá diseñarse con diagonales en cruz o con diagonales en forma de "v" invertida. La primera da una mayor rigidez a la estructura, ya que con mayor peso, ofrece una mejor disponibilidad de espacio para la ubicación de huecos o coberturas en la fachada.*

*La forma de contraventeado dependerá principalmente del grado de rigidez que se requiera dar a la estructura y se deberá localizar al eje de las columnas, buscando que coincidan con el resto de los contraventeos.*

*Los perfiles más usados son generalmente ángulos, canales y en casos muy especiales secciones en I o H.*

**PUNTALES.** Son secciones del mismo tipo, aunque se pueden usar perfiles de sección cerrada, en donde el ambiente sea muy corrosivo, esto hace que el mantenimiento sea mínimo.

### **LOCALIZACIÓN DE PUERTAS, VENTANAS Y ABERTURAS.**

Constituye el factor de mayor importancia para la distribución de largueros y el arreglo general del sistema de contraventeo en las fachadas laterales.

Es muy importante determinar con precisión el número, tamaño y localización de puertas, ventanas y aberturas para alojar equipo o rejillas para aire acondicionado, de acuerdo con las necesidades del proyecto.

Esta información permite hacer una distribución lógica y adecuada de los largueros, estructurar de manera correcta los vanos de las puertas, ventanas y aberturas; también los contraventeos en las crujeas mas convenientes.

Para tener una idea más clara de los conceptos anteriores se presenta la figura II.7.

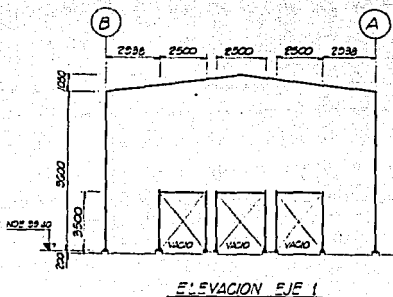
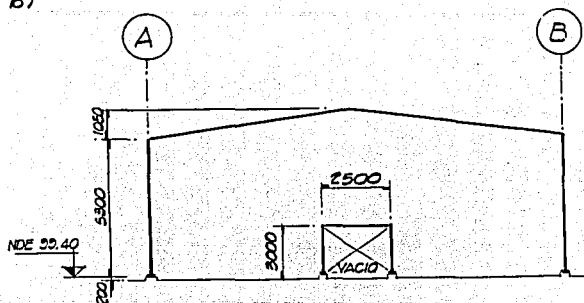


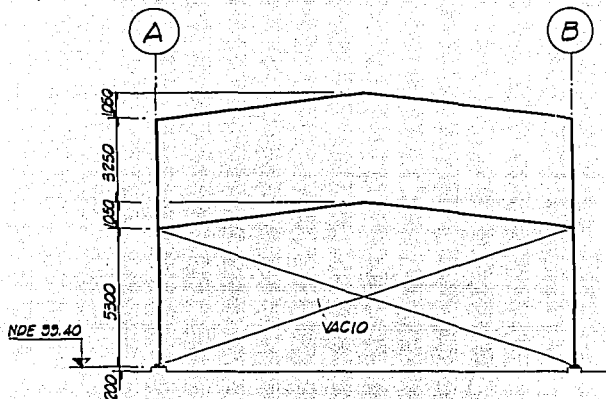
figura II.7 a)

b)



ELEVACION EJE 5

c)



ELEVACION EJE 4

figura II.7 b) y c)

### **CAPITULO III**

#### **DEFINICION DE CARGAS**

*Las cargas de mayor importancia que se considerarán para el análisis del marco son:*

- *Carga Muerta.*
- *Carga Viva Máxima.*
- *Carga Viva Reducida.*
- *Acción Sísmica.*
- *Acción del Viento.*

*Para la cuantificación de estas cargas y acciones se aplicarán las prescripciones del Reglamento vigente del Distrito Federal, excepto para el caso del viento, teniendo en cuenta que la estructura se ubica en la zona metropolitana de la cd. de México. Las prescripciones al respecto más importantes que se aplican al proyecto que nos ocupa son las siguientes:*

#### **CARGA MUERTA.**

*Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia substancialmente con el tiempo.*

*Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más*

*desfavorable para estabilidad de estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento.*

*En otros casos se emplearán valores máximos probables.*

### **CARGA VIVA.**

*Se considerarán cargas vivas, las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores estas cargas se tomarán iguales a las especificadas más adelante.*

*Las cargas especificadas no incluyen el peso de los muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos. Cuando se prevén tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.*

*Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones:*

*1.- La carga viva máxima  $W_m$  se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.*

*2.- La carga instantánea,  $W_a$  se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.*

3.- La carga media  $W$  se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

4.- Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de los problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor.

5.- Las cargas uniformes de la tabla siguiente se considerarán distribuidas sobre toda el área tributaria de cada elemento.

Para estructuras como la de esta tesis :

	$W$	$W_a$	$W_m$
a) cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
b) cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%	5	20	40

Donde:  $W$ ,  $W_a$  y  $W_m$  están en  $\text{kg/m}^2$

## **ANÁLISIS POR SISMO.**

*Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes ortogonales no simultáneas del movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifiquen las Normas Técnicas Complementarias, y se combinarán con los efectos de fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que corresponda.*

*Según sean las características de la estructura de que se trate, ésta podrá analizarse por sismo mediante el método estático o uno de los dinámicos que describan las Normas Técnicas Complementarias, con las limitaciones que ahí se establezcan.*

*En el análisis se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento, estructural o no, que sea significativa. Con las salvedades que corresponden al método simplificado de análisis, se calcularán las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura incluyendo sus giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos y cuando sean significativos, los de fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, así como los efectos de segundo orden, entendidos éstos como los de las fuerzas gravitacionales actuando en la estructura deformada ante la acción tanto de dichas fuerzas como de las laterales.*

*Se verificará que la estructura y su cimentación no alcancen ningún estado límite de falla o de servicio.*

*El coeficiente sísmico,  $c$ , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre el dicho nivel.*



Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan.

El coeficiente sísmico para las edificaciones clasificadas como el grupo B se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II y 0.40 en la III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fijen las Normas Técnicas Complementarias y a excepción de las zonas especiales en las que dichas Normas especifiquen otros valores de  $c$ . Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas, empleando para ello los criterios que fijen las Normas Técnicas Complementarias en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas Normas.

Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes, momentos torsionales de entrepiso y momentos de volteo u otras sollicitaciones, ya afectadas del correspondiente factor de carga.

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debido a las fuerzas cortantes horizontales, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico mencionados anteriormente, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén

*separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.*

*El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico.*

### ***ANÁLISIS POR VIENTO.***

*En virtud de que la acción del Viento resultó preponderante en el diseño de esta estructura se decidió aplicar las recomendaciones del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad en su edición de 1988 ya que estas recomendaciones se estiman más completas y rigurosas además de más prácticas que las contenidas en el Reglamento del Distrito Federal vigente.*

*Las recomendaciones de la Comisión Federal de Electricidad son las siguientes:*

### ***CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA.***

*Según su destino la estructura que nos ocupa es del 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.*

*Esto es el caso de presas, plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, restaurantes, casas para habitación privada, hoteles edificios de apartamentos 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.*

*Por las características de sus respuestas ante el viento, la estructura que se está analizando es del tipo 1.*

*Este tipo 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 del 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.*

### **CÁLCULO DE VELOCIDADES DE DISEÑO.**

*La velocidad de diseño es la velocidad más crítica que se presenta en una estructura y está en función de los siguientes parámetros :*

*a) Localización geográfica.*

*b) Probabilidad de excedencia.*

*c) Topografía en la vecindad de la estructura.*

*d) Características de la estructura.*

*Las condiciones climáticas son las que determinan los vientos en una localidad determinada. Dichas condiciones van a depender de factores y fenómenos variados que al interrelacionarse hacen muy complicada la forma de establecer sus características de una manera precisa.*

*De allí que para estimar la velocidad máxima de viento en una localidad determinada, se tiene que echar mano de información estadística, aunque existe la posibilidad de que se presente un viento con velocidad máxima al valor máximo estimado.*

*Por este motivo para fines de diseño, la velocidad máxima del viento se establece seleccionando una probabilidad de excedencia.*

*Para fines de diseño por viento, la República Mexicana se ha dividido en 7 zonas. Se indican para cada zona las velocidades regionales ( $V_R$ ); para periodos de recurrencia de 50 y 200 años, es decir con probabilidades asociadas de excedencia de 2% y 5% respectivamente ( ver figura III.1 ).*

*A partir de la localización geográfica y clasificación de la estructura se proporcionan los criterios para definir la velocidad regional del viento.*

*$V_R$  : velocidad regional. es la velocidad máxima probable en una zona o región determinada para un cierto periodo de recurrencia.*

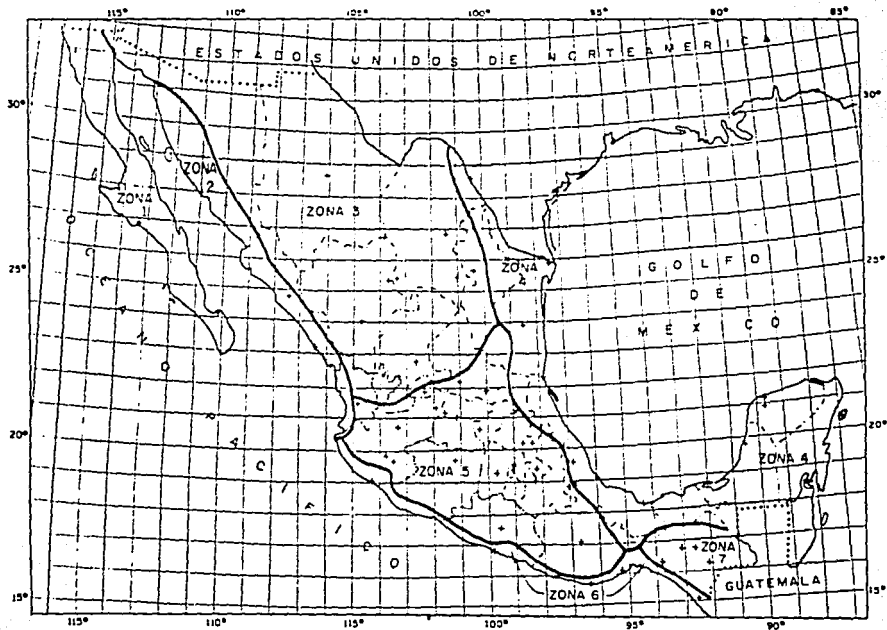


Fig. III.1 Regionalización Eólica de la República Mexicana

### **VELOCIDAD REGIONAL.**

*El Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad propone la siguiente tabla para la definición de la velocidad regional, la cual está en función de las características de la estructura.*

<b>ZONA EÓLICA</b>	<b>VELOCIDAD REGIONAL (km/h)</b>	
	<b>ESTRUCTURAS GRUPO B (TR = 50 AÑOS)</b>	<b>ESTRUCTURAS GRUPO A (TR = 200 AÑOS)</b>
<b>1</b>	<b>90</b>	<b>105</b>
<b>2</b>	<b>125</b>	<b>150</b>
<b>3</b>	<b>115</b>	<b>125</b>
<b>4</b>	<b>160</b>	<b>185</b>
<b>5</b>	<b>80</b>	<b>90</b>
<b>6</b>	<b>150</b>	<b>170</b>
<b>7</b>	<b>80</b>	<b>95</b>

*La estructura que se analiza se ubica en la zona eólica 5.*

*Con las características de la estructura que estamos analizando y de acuerdo con su ubicación geográfica tenemos que la velocidad regional es:*

$$V_R = 80 \text{ km/h}$$

### VELOCIDAD BÁSICA.

Se llama velocidad básica del viento  $V_B$ , a la velocidad que, a una altura de 10 m sobre el terreno, se presenta en el lugar de desplante de la estructura, esto es la velocidad regional afectada por un factor,  $K$ , que depende de la topografía del sitio en donde se ubica la estructura en estudio.

$$V_B = V_R * K$$

El factor  $K$  se toma conforme a la siguiente tabla:

#### FACTOR DE TOPOGRAFÍA

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

De acuerdo con la ubicación de la estructura, que se encuentra en un terreno plano, le corresponde un factor de topografía  $K = 1.0$

Por lo tanto la velocidad básica será:

$$V_B = 80 (1.0) = 80 \text{ km/h}$$

### VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD CON LA ALTURA.

A una altura mayor sobre el terreno le corresponde una velocidad de viento mayor. La variación esquemáticamente se representa en la figura siguiente:

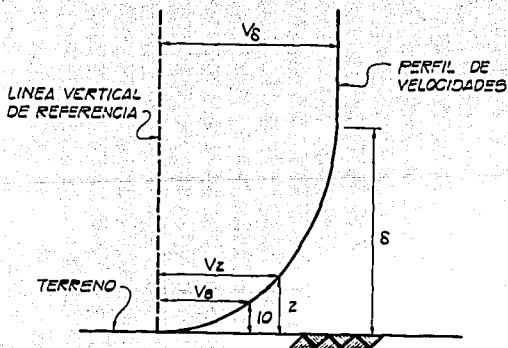


figura III.2

donde :

$V_\delta$  = velocidad gradiente.

$\delta$  = altura gradiente.

$V_z$  = velocidad a una altura  $z$

$z$  = altura sobre el terreno.

$V_B$  = velocidad básica (a 10 m. sobre el terreno).



Para fines de diseño se proponen las siguientes expresiones para el cálculo de la velocidad del viento a la altura  $z$ .

$$V_z = V_B (z / 10)^\alpha \quad \text{para} \quad 10 < z < \delta$$

$$V_z = V_B \quad \text{para} \quad z \leq 10 \text{ m}$$

$$V_z = V_\delta \quad \text{para} \quad z \geq \delta$$

Las unidades de  $z$  y  $\delta$  son metros, y  $\text{km/h}$  para las velocidades.

$V_\delta$ : es la velocidad que resulta al hacer  $z = \delta$

Los valores de  $\alpha$  y  $\delta$  son función de la topografía del lugar y se tomarán de la siguiente tabla:

TIPO DE TERRENO	$\alpha$	ALTURA GRADIENTE $\delta$ (en 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

Para nuestro caso en estudio la altura  $z$  es menor de 10 m, por lo tanto:

$$V_z = V_B = 80 \text{ km/h}$$

## **VELOCIDAD DE DISEÑO.**

Una vez obtenida la velocidad a una altura  $z$ , ésta se tendrá que afectar por un factor  $F_R$  (factor de ráfaga) que toma en cuenta el efecto de ráfagas en la estructura, el resultado de este producto será la Velocidad de Diseño.

$$V_D = F_R * V_z$$

El factor de ráfaga será de 1.3 para estructuras sensibles a ráfagas cortas (estructuras Tipo 2 y 3) y de 1.0 para estructuras del Tipo 1, de donde se tiene:

$$V_D = 1.0 * 80 = 80 \text{ km/h}$$

## **SOLICITACIÓN POR VIENTO.**

En el diseño de estructuras sometidas a la acción del viento se especifican 4 tipos de efectos que de los cuales sólo los más importantes se considerarán para dicho diseño.

Estos tipos son :

- Empujes Estáticos.
- Vibraciones causadas por turbulencias.
- Vibraciones transversales por desprendimiento de vórtices
- Problemas de estabilidad aerodinámica y aleteo.

Para las estructuras del tipo 1 basta con tomar en cuenta los Empujes Estáticos del Viento. Éstos se calcularán como sigue :

## **EMPUJES ESTÁTICOS.**

### *1.- Área Expuesta.*

*Por área expuesta se entenderá:*

- a) El área total de la superficie, en superficies planas llenas.*
- b) La proyección Vertical de la construcción, en construcciones tipo torre de sección circular o aproximadamente circular.*
- c) El 20 % del área limitada por las aristas exteriores de las armaduras en estructuras reticulares de este tipo.*
- d) La totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los demás dientes, en techos con forma de diente de sierra.*
- e) La proyección vertical de la superficie, en techos formados por superficies cilíndricas; la succión vertical, sin embargo, se valorará tomando el área de la proyección horizontal del techo.*

## **FUERZAS DEBIDAS AL VIENTO.**

*Presiones y succiones. Los efectos de viento se tomarán equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta. Dicha fuerza se supondrá perpendicular a la superficie en que actúa y su valor por unidad de área se calculará de acuerdo a la expresión :*

$$P = 0.0048 * G * c * V_D^2$$

donde:

*c*: coeficiente de empuje [ adimensional ].

*P*: presión o succión debida al viento [ kg/m<sup>2</sup> ].

*V<sub>D</sub>*: velocidad de diseño [ km/h ].

*G*: factor de reducción de densidad de la atmósfera, a la altura *h* sobre el nivel del mar [ km ].

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

Cuando *c* es positivo, se trata de empuje sobre el área expuesta, cuando es negativo, se trata de succión.

### COEFICIENTES DE EMPUJE.

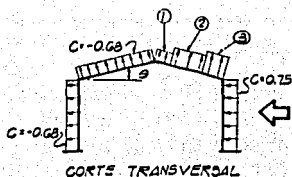
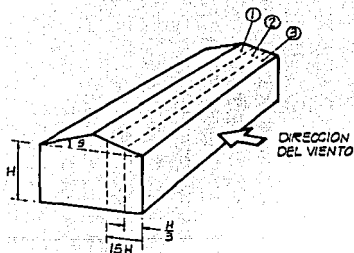
Los coeficientes que se especifican a continuación corresponden a la acción exterior del viento. A ésta debe adicionarse el efecto de las presiones internas. El análisis de empujes exteriores debe incluir la posibilidad de que ocurran las excentricidades accidentales.

Para cubiertas de dos aguas ( ver figura III.3 ). Para viento con acción normal a las generatrices, se considerarán en la superficie de barlovento tres zonas: En la primera, que se extiende desde la arista de barlovento hasta una distancia igual a  $H/3$ . En la segunda, que abarca hasta  $1.5 H$  desde la misma y la tercera corresponde al resto. En este apartado *H* es la altura de la construcción medida del lado de barlovento y sin incluir la cubierta.

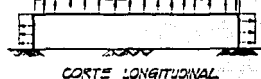
Se emplearán los coeficientes de empuje especificados en la tabla de las siguientes figuras:

a) VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES

- ① ZONA DE SOTAVENTO
- ② ZONA CENTRAL
- ③ ZONA DE BARLOVENTO



SUCCION CALCULADA CON LOS VALORES DE "C" DEL CORTE TRANSV.



$\theta$	VALORES DE C			
	SUPERFICIE DE BARLOVENTO			SUPERFICIE DE SOTAVENTO
	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3	
$< 15^\circ$	-1.75	-1.00	-0.40	-0.68
$15^\circ \leq \theta \leq 65^\circ$ TOMARSE EL MÁX. POR DE LOS SIG.	$-2.1 + 0.023\theta$ o $0.012\theta$	$-1.2 + 0.013\theta$ o $0.007\theta$	-0.40	-0.68
$> 65^\circ$	0.75	0.75	0.75	-0.68

b) VIENTO PARALELO A LAS GENERATRICES

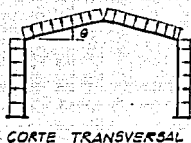
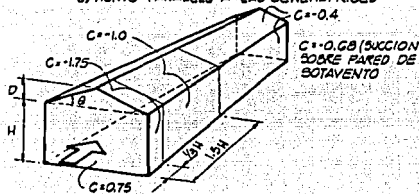


Figura III. 3

## **CAPITULO IV**

### **PROPIEDADES ELÁSTICAS**

*Para el análisis de estructuras es necesario el cálculo de las propiedades elásticas de cada uno de los elementos que la forman.*

*Por propiedades elásticas se entienden las Rigideces y los Factores de Transporte que son características que miden la deformabilidad relativa de cada una de las barras. El cálculo de estas propiedades elásticas puede lograrse aplicando el método del TRABAJO MÍNIMO el cual conduce a expresiones integrales que son fáciles de resolver para el caso de barras de sección constante pero que representan alguna dificultad en barras de sección variable.*

*El análisis manual de estructuras elásticas con barras de sección constante es ampliamente conocido y los ingenieros manejan en forma rutinaria las sencillas expresiones que permiten valorar las propiedades para estas barras y pierden de vista el origen de éstas expresiones y se ven en dificultades cuando las mismas no son aplicables por tratarse de barras de sección variable.*

*Este problema ha ocupado a muchos investigadores que han desarrollado Métodos Manuales para el cálculo de estas propiedades elásticas.*

*Los métodos más comunes son entre otros los siguientes:*

- a) Trabajo Mínimo.*
- b) Método de NEWMARK.*
- c) Gráficos de la Portland Cement Association (PCA)*

Es oportuno señalar que el problema que nos ocupa ha caído en desuso desde que se aplican computadoras personales en el análisis estructural ya que en los programas que se utilizan queda implícito el cálculo de propiedades elásticas. Sin embargo se estima de utilidad una revisión de los métodos tradicionales para su aplicación en aquellos casos en que no se disponga de una computadora o para la verificación del correcto funcionamiento de la computadora cuando sí se utilice esta herramienta.

*Definiciones:*

**RIGIDEZ ANGULAR GENERAL:** es el par que se requiere aplicar en el extremo de una viga para que gire un ángulo unitario sin que ocurran desalojamientos lineales.

**FACTOR DE TRANSPORTE ANGULAR:** factor de transporte angular general del punto 1 de una viga al punto 2 es el número por el cual se debe multiplicar el momento en 1 ( $M_1$ ) para obtener el momento en el punto 2 ( $M_2$ ).



**RIGIDEZ LINEAL NATURAL:** en el extremo de una viga, es el valor absoluto del momento requerido para que al sufrir sus extremos un desplazamiento relativo unitario no aparezcan giros en éstos.

**FACTOR DE TRANSPORTE LINEAL NATURAL:** del extremo 1 al 2 en una viga es el número por el cual debe multiplicarse el momento en el extremo 1 para obtener el correspondiente en el extremo 2 cuando ambos apoyos están impedidos de girar.

## DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS.

### - MÉTODO DEL TRABAJO MÍNIMO:

Para la obtención de las expresiones integrales que nos permitan calcular el momento de empotramiento, rigidez y factor de transporte partiremos de lo siguiente:

Aplicaremos una carga uniformemente repartida en toda la longitud a una viga con Momento de Inercia (  $I$  ) y Módulo de Elasticidad (  $E$  ) variables. Las condiciones de apoyo de esta viga serán: empotramiento en sus extremos, como se muestra en la figura IV.1.

Para la obtención de los momentos de empotramiento se puede aplicar el método del trabajo mínimo, cuyas ecuaciones son las siguientes:

$$\int_0^l \frac{Mdx}{EI} = 0$$

$$\int_0^l \frac{Mxdx}{EI} = 0$$

El  $E$  lo podemos considerar constante ya que una viga casi siempre esta constituida del mismo material, y las expresiones anteriores serán:

$$\int_0^l \frac{Mdx}{I} = 0 \quad \dots(1)$$

$$\int_0^l \frac{Mxdx}{I} = 0 \quad \dots(2)$$



Donde el momento de empotramiento ( $M$ ) y el  $l$  están en función de la longitud de la viga ( $l$ ).

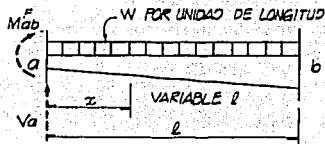


figura IV.1

Para obtener el  $M$  en el extremo  $a$ , calcularemos el  $M$  a una distancia " $x$ " del punto  $a$ .

$$M = M_{ab} + V_a \cdot x - \frac{wx^2}{2} \quad \dots(3)$$

sustituyendo  $M$  en ecuación 1 y 2, tenemos:

$$M_{ab} \int_0^l \frac{dx}{l} + V_a \int_0^l \frac{x dx}{l} - \frac{w}{2} \int_0^l \frac{x^2 dx}{l} = 0 \quad \dots(4)$$

$$M_{ab} \int_0^l \frac{x dx}{l} + V_a \int_0^l \frac{x^2 dx}{l} - \frac{w}{2} \int_0^l \frac{x^3 dx}{l} = 0 \quad \dots(5)$$

eliminando  $V_a$  de las ecuaciones (4) y (5) tenemos:

$$M_{ab} = \frac{w^2}{2} \frac{\left( \int_0^l \frac{x^2 dx}{I} \right)^2 - \int_0^l \frac{x dx}{I} \cdot \int_0^l \frac{x^3 dx}{I}}{\int_0^l \frac{dx}{I} \cdot \int_0^l \frac{x^2 dx}{I} - \left( \int_0^l \frac{x dx}{I} \right)^2} \quad \dots (6)$$

Para la obtención del  $M$  en el punto  $b$  podemos usar la ecuación (6) tomando como origen de la integral el punto  $b$  con signo contrario. Para una barra con  $I$  variable,  $M_{ab}$  y  $M_{ba}$  son generalmente diferentes. De ahí que tengamos que desarrollar las expresiones de rigidez y factores de transporte, bajo las siguientes consideraciones:

La rigidez de un extremo de una barra, es por definición el momento en el extremo necesario para producir una rotación unitaria en este extremo (considerando apoyo simple), mientras que en el otro extremo se considera empotrado.

El factor de transporte es por definición la relación del momento inducido en el extremo empotrado y el momento aplicado en el extremo con apoyo simple.

Considerando la viga de la figura IV.2 que se somete a la acción de un momento  $M_{ab}$  en el extremo  $a$  (apoyo simple). El momento inducido en el extremo  $b$  (apoyo empotrado) es por definición  $C_{ab} \cdot M_{ab}$ .

donde  $C_{ab}$ : es el factor de transporte de  $a$  hacia  $b$ .

En la misma figura se muestra la fuerza cortante en el extremo  $a$  ( $V_a$ ), que esta expresada en función de  $M_{ab}$  y  $C_{ab}$ .

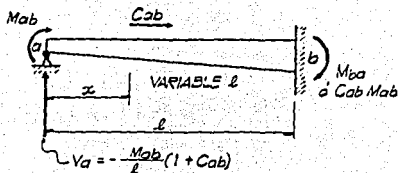


figura IV.2

El momento a una distancia "x" de la sección a partir del extremo a es:

$$M = M_{ab} + V_a \cdot x = M_{ab} \left[ 1 - \frac{x}{l} (1 + C_{ab}) \right] \quad \dots(7)$$

Como el desplazamiento vertical en el extremo a es cero tenemos:

$$\frac{\partial v}{\partial V_a} = \int_0^l \frac{M}{EI} \frac{\partial M}{\partial V_a} dx = 0 \quad \dots(8)$$

sustituyendo la ec. (7) y  $\frac{M}{EI} = x$  en la ec.(8) tenemos:

$$M_{ab} \int_0^l \frac{\left[ 1 - \frac{x}{l} (1 + C_{ab}) \right] x dx}{EI} = 0$$

despejando  $C_{ab}$  se tiene:

$$C_{ab} = \frac{l \int_0^l \frac{x dx}{l} - \int_0^l \frac{x^2 dx}{l}}{\int_0^l \frac{x^2 dx}{l}} \quad \dots(9)$$

Para obtener el factor de transporte de  $b$  hacia  $a$  ( $C_{ba}$ ), se toma la anterior expresión teniendo como origen el punto  $b$ , para una barra de sección variable,  $C_{ab}$  y  $C_{ba}$  son generalmente distintos.

Considerando la rotación en el extremo  $a$  ( $\theta_a$ ) unitaria, entonces el momento  $M_{ab}$  es por definición, la rigidez del extremo  $a$ , representado por  $S_{ab}$ . Usando la expresión del trabajo mínimo, tenemos:

$$\theta_a = \frac{\partial V}{\partial M_{ab}} = \int_0^l \frac{M}{EI} \frac{\partial M}{\partial M_{ab}} dx = 1 \quad \dots(10)$$

sustituyendo

$$M = M_{ab} \left[ 1 - \frac{x}{l} (1 + C_{ab}) \right]$$

$$M = S_{ab} \left[ 1 - \frac{x}{l} (1 + C_{ab}) \right] \quad \dots(11)$$

en la ecuación (10) se obtiene:

$$S_{ab} \int_0^l \frac{\left[ 1 - \frac{x}{l} (1 + C_{ab}) \right] dx}{EI} = 1$$

ó

$$S_{ab} = \frac{1}{\int_0^l \frac{\left[1 - \frac{x}{l}(1 + C_{ab})\right] dx}{EI}}$$

si se toma  $E$  constante, entonces tenemos:

$$S_{ab} = \frac{E}{\int_0^l \frac{\left[1 - \frac{x}{l}(1 + C_{ab})\right] dx}{I}}$$

sustituyendo la ecuación (9) tenemos :

$$S_{ab} = \frac{E \int_0^l \frac{x^2 dx}{I}}{\int_0^l \frac{dx}{I} \cdot \int_0^l \frac{x^2 dx}{I} - \left(\int_0^l \frac{xdx}{I}\right)^2} \dots (12)$$

Para calcular la rigidez del extremo  $b$ ,  $S_{ba}$ , se puede obtener de la misma ecuación, tomando como origen el extremo  $b$  para la integración. Cabe hacer notar que para una barra de sección variable  $S_{ab}$  es diferente de  $S_{ba}$ .

De las ecuaciones (6), (9) y (12) por el procedimiento general de integración (se omite el desarrollo) se obtuvieron los siguientes resultados

$$M_{ab} = 0.0646 \cdot w \cdot l^2$$

$$M_{ba} = 0.105 \cdot w \cdot l^2$$

$$C_{ab} = 0.675$$

$$C_{ba} = 0.369$$

$$S_{ab} = 5.45 \frac{EI_a}{l}$$

$$S_{ba} = 10.1 \frac{EI_a}{l}$$

donde:

*w*: carga por unidad de longitud [ ton/m ]

*l*: longitud de la barra en estudio [ m ]

## - METODO DE NEWMARK.

Este método supone una viga con módulo de elasticidad ( $E$ ) y momento de inercia ( $I$ ) variable. Como se muestra a continuación:

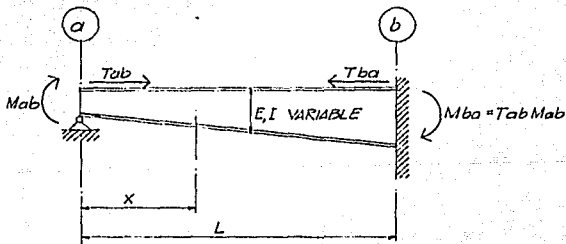


figura IV.3

Afectada de un momento en el extremo izquierdo  $a$  en donde también en el extremo derecho  $b$  tenemos un momento el cual estará expresado en términos del factor de transporte y que por definición se expresa:

$$M_{ba} = T_{ab} \cdot M_{ab} \quad \dots (13)$$

donde :

$M_{ab}$ : Momento actuante en el extremo  $a$ .

$M_{ba}$ : Momento inducido en el extremo  $b$ .

$T_{ab}$ : Factor de transporte de  $a$  al extremo  $b$ .

Para llegar a encontrar la expresión del Momento en cualquier punto de la viga es necesario calcular el cortante, por lo tanto si se expresa el cortante en el extremo  $a$  en función del momento  $M_{ab}$ ,  $T_{ab}$  y la longitud de la viga ( $l$ ), se tiene:

$$V_a = -M_{ab} \cdot \frac{1+T_{ab}}{l} \quad \dots(14)$$

De esta forma ya podemos obtener la expresión del momento en una sección a una distancia  $x$  del extremo  $a$ ; esto es:

$$M_x = M_{ab} + V_a \cdot x \quad \dots(15)$$

sustituyendo la ecuación (14) en (15), obtenemos:

$$M_x = M_{ab} - \frac{M_{ab}(1+T_{ab}) \cdot x}{l}$$

Agrupando tenemos:

$$M_x = M_{ab} \left\{ 1 - \frac{(1+T_{ab}) \cdot x}{l} \right\} \quad \dots(16)$$

Por las condiciones de apoyo en el extremo  $a$  el desplazamiento vertical es igual a cero y auxiliándonos de la ecuación del trabajo mínimo, se tiene:

$$\delta_{1a} = \frac{\partial V}{\partial V_a} = \int_0^l \frac{M_x}{E_x I_x} \frac{\partial M_x}{\partial V_a} dx = 0 \quad \dots(17)$$

donde:

$\delta_{1a}$ : desplazamiento vertical en el extremo  $a$ .

$\frac{\partial V}{\partial V_a}$ : derivada parcial del trabajo con respecto al cortante en el extremo  $a$ .



Como  $\frac{\partial M_x}{\partial V_a} = x$ :

sustituyendo la ecuación (16) en (17) se tiene:

$$\int_0^l \frac{M_{ab} \left\{ 1 - \frac{(1+T_{ab}) \cdot x}{l} \right\}}{E_x I_x} \cdot dx = 0 \quad \dots(18)$$

como  $M_{ab}$  es constante:

$$M_{ab} \int_0^l \frac{\left\{ 1 - \frac{(1+T_{ab}) \cdot x}{l} \right\}}{E_x I_x} \cdot dx = 0 \quad \dots(19)$$

desarrollando la integral tenemos :

$$T_{ab} = \frac{\int_0^l \frac{x dx}{EI} - \int_0^l \frac{x^2 dx}{EI}}{\int_0^l \frac{x^2 dx}{EI}} \quad \dots(20)$$

El factor de transporte  $T_{ba}$  del extremo  $b$  al  $a$ , se podrá obtener de la misma ecuación. Solo que ahora se toma como origen de las integrales el extremo  $b$ .

Para obtener las rigideces, consideramos el cálculo del momento que produce un giro unitario en el extremo en el que se quiera conocer la rigidez.

Aplicando la ecuación del trabajo mínimo:

$$\theta_a = \frac{\partial V}{\partial M_{ab}} = \int_0^l \frac{M_x}{E_x I_x} \frac{\partial M_x}{\partial M_{ab}} \cdot dx = 1 \quad \dots(21)$$

Para un giro unitario en el extremo  $a$ , el dato que no conocemos es  $M_{ab}$ , esto es para  $\theta_a = 1.0$ ;  $M_{ab} = K_{ab}$ , de tal forma que la ecuación (16) será:

$$M_x = K_{ab} \left\{ 1 - \frac{(1 + T_{ab}) \cdot x}{l} \right\} \quad \dots(22)$$

sustituyendo la ecuación (22) en (21) y como  $\frac{\partial M_x}{\partial M_{ab}} = 1$  se tiene:

$$K_{ab} \int_0^l \frac{\left\{ 1 - \frac{(1 + T_{ab}) \cdot x}{l} \right\}}{E_x I_x} \cdot dx = 1 \quad \dots(23)$$

despejando:

$$K_{ab} = \frac{1}{\int_0^l \frac{\left\{ 1 - \frac{(1 + T_{ab}) \cdot x}{l} \right\}}{E_x I_x} \cdot dx} \quad \dots(24)$$

sustituyendo la ecuación (20) en la (24).

$$K_{ab} = \frac{\int_0^l \frac{x^2 dx}{E_x I_x}}{\left( \int_0^l \frac{dx}{E_x I_x} \cdot \int_0^l \frac{x^2 dx}{E_x I_x} - \left( \int_0^l \frac{x dx}{E_x I_x} \right)^2 \right)} \quad \dots(25)$$

Representando las integrales en sumas de incrementos finitos, se tiene:

$$A = \int_0^l \frac{dx}{E_x I_x} = \frac{\sum \Delta x}{E_x I_x}$$

$$B = \int_0^l \frac{x \cdot dx}{E_x I_x} = \frac{\sum x \Delta x}{E_x I_x}$$

$$C = \int_0^l \frac{x^2 dx}{E_x I_x} = \frac{\sum x^2 \Delta x}{E_x I_x}$$

donde:

$$K_{ab} = S_{ab} = \frac{C}{A \cdot C - B^2}$$

$$T_{ab} = \frac{L \cdot B - C}{C} = \frac{L \cdot B}{C} - 1$$

A continuación presentamos la aplicación de la teoría ya descrita para cada uno de los métodos.

El ejemplo será aplicado a una columna, con el fin de comparar los resultados del cálculo manual y por computadora para que de esta manera tengamos las bases suficientes para elegir el método manual más conveniente para aplicarlo cuando no se cuente con una computadora, o para el prediseño de las secciones de un marco.

### APLICANDO EL MÉTODO DEL TRABAJO MÍNIMO.

En este caso calcularemos solamente la rigidez rotacional pues es la incógnita que más nos interesa.

Sustituyendo valores en la ecuación 12 de este método tenemos:

RIGIDEZ ROTACIONAL ( en el punto a )

$$S_{ab} = 5.45 \frac{EI_a}{l} = 5.45 \cdot \left( \frac{2.1 \times 10^6 \cdot 17,117.92}{900} \right)$$

$$S_{ab} = 2,176.8297-M$$

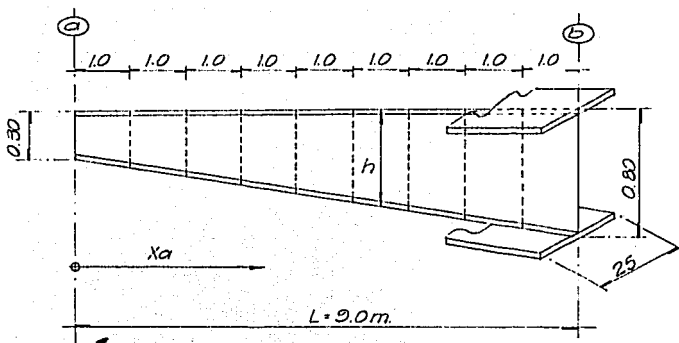
### APLICANDO EL MÉTODO DE NEWMARK :

$\Delta x$	$h$	$l$	$xa$	$\Delta x/l$	$x(\Delta x/l)$	$x^2(\Delta x/l)$
1	.328	.000247	0.5	4048.6	2024.3	1012.1
1	.384	.000295	1.5	3389.8	5084.7	7627.1
1	.439	.000389	2.5	2570.7	6426.7	16066.8
1	.495	.000511	3.5	1956.9	6849.3	23972.6
1	.550	.00634	4.5	1577.3	7097.8	31940.0
1	.606	.000783	5.5	1277.1	7024.3	38633.5
1	.661	.000947	6.5	1055.9	6863.8	44614.6
1	.717	.001131	7.5	884.2	6631.3	49734.7
1	.772	.001331	8.5	751.3	6386.2	54282.5

$$A = \text{sumatoria de } \Delta x/l = 17471.931$$

$$B = \text{sumatoria de } x(\Delta x/l) = 54388.401$$

$$C = \text{sumatoria de } x^2(\Delta x/l) = 267884.040$$



RIGIDEZ ROTACIONAL (en el punto a)

$$S_{ab} = \frac{C}{A \cdot C - B^2} = \frac{267884.04}{17,471.931 \cdot 267,884.04 - 54,338.401^2}$$

$$S_{ab} = 0.000155 \cdot E = 0.000155 \cdot 2.1 \times 10^7 = 3,225.93 \text{ T-M}$$

#### RESUMEN COMPARATIVO:

MÉTODO DEL TRABAJO MÍNIMO	$S_{ab} = 2\ 176.829 \text{ T-M}$
MÉTODO DE NEWMARK	$S_{ab} = 3\ 255.932 \text{ T-M}$
POR COMPUTADORA	$S_{ab} = 2\ 849.390 \text{ T-M}$

Como observamos los resultados por el método de Newmark son los que se aproximan más a los de la computadora con una diferencia del 12 %.

## CAPITULO V

### ANÁLISIS

#### ANÁLISIS POR VIENTO:

Conforme a lo expuesto en el capítulo III, el análisis por viento se realizará siguiendo las indicaciones del Manual de Obras Civiles de la C.F.E. edición 88, tanto para el cálculo de presiones como para el procedimiento de análisis.

Conforme a ese reglamento se calculan las presiones de la siguiente manera:

ESTRUCTURA: tipo I

GRUPO: " B "

PRESIÓN DEBIDA AL VIENTO:

$$p = 0.0048 * c_i * V_D^2$$

donde:

$c_i$  = coeficiente de empuje del viento en la zona i.

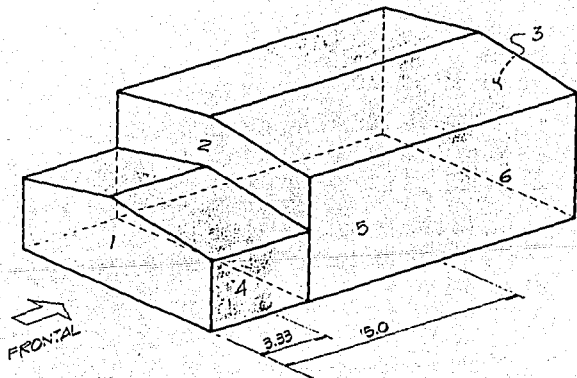
$V_D$  = velocidad de diseño = 80.0 km/h

DIRECCIONES DEL VIENTO:

a) viento frontal ( este - oeste ).

b) viento frontal ( oeste - este ).

c) viento lateral.



*Cálculo de presiones:*

*coeficiente*

$$c1 = 0.75$$

$$c2 = 0.75$$

$$c3 = -0.68$$

$$c4 = -1.75$$

$$c5 = -1.00$$

$$c6 = -0.40$$

*presión [ kg / m<sup>2</sup> ]*

$$p1 = 0.0048 * 0.75 * 80^2 = 23.04$$

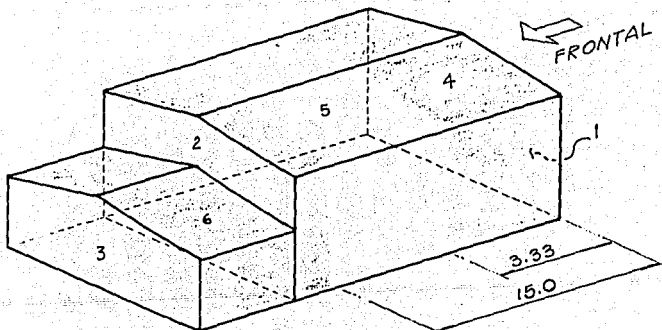
$$p2 = 0.0048 * 0.75 * 80^2 = 23.04$$

$$p3 = 0.0048 * (-0.68) * 80^2 = -20.90$$

$$p4 = 0.0048 * (-1.75) * 80^2 = -53.80$$

$$p5 = 0.0048 * (-1.00) * 80^2 = -30.70$$

$$p6 = 0.0048 * (-0.40) * 80^2 = -12.30$$



*Cálculo de presiones :*

*coeficiente*

$$c1 = 0.75$$

$$c2 = 0.75$$

$$c3 = -0.68$$

$$c4 = -1.75$$

$$c5 = -1.00$$

$$c6 = -0.40$$

*presión [ kg / m<sup>2</sup> ]*

$$p1 = 0.0048 * 0.75 * 80^2 = 23.04$$

$$p2 = 0.0048 * 0.75 * 80^2 = 23.04$$

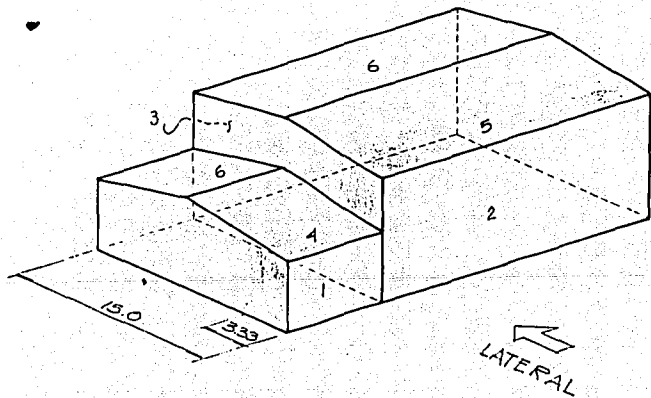
$$p3 = 0.0048 * (-0.68) * 80^2 = -20.90$$

$$p4 = 0.0048 * (-1.75) * 80^2 = -53.80$$

$$p5 = 0.0048 * (-1.00) * 80^2 = -30.70$$

$$p6 = 0.0048 * (-0.40) * 80^2 = -12.30$$





*Cálculo de presiones :*

*coeficiente*

$$c1 = 0.75$$

$$c2 = 0.75$$

$$c3 = -0.68$$

$$c4 = -1.75$$

$$c5 = -1.75$$

$$c6 = -1.00$$

*presión [ kg / m<sup>2</sup> ]*

$$p1 = 0.0048 * 0.75 * 80^2 = 23.04$$

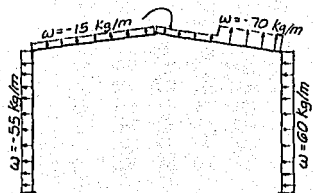
$$p2 = 0.0048 * 0.75 * 80^2 = 23.04$$

$$p3 = 0.0048 * (-0.68) * 80^2 = -20.90$$

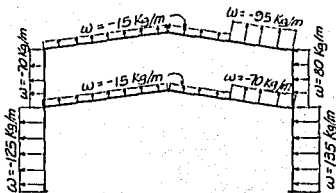
$$p4 = 0.0048 * (-1.75) * 80^2 = -53.80$$

$$p5 = 0.0048 * (-1.00) * 80^2 = -30.70$$

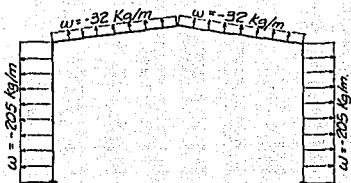
$$p6 = 0.0048 * (-0.40) * 80^2 = -12.30$$



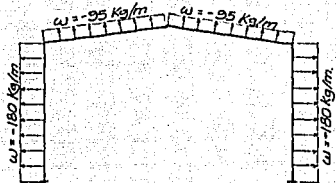
EJE 5



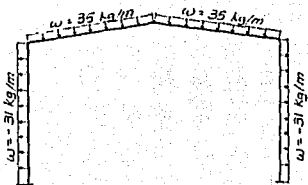
EJE 4



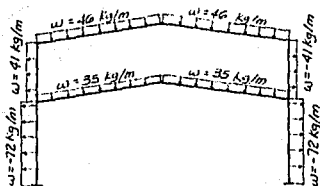
EJES 3 y 2



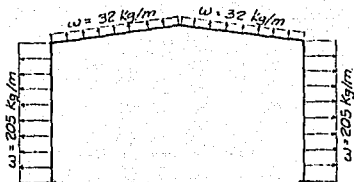
EJE 1



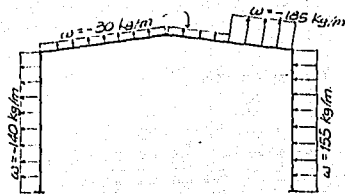
MARCO EJE 5



MARCO EJE 4



MARCOS EJES 3 y 2



MARCO EJE 1

## **ANÁLISIS DE MARCO POR CARGA VERTICAL.**

*Para el caso que nos ocupa se analizará el marco del eje 2 :*

### **ANÁLISIS DE CARGAS**

<i>Po Po Lámina</i>	<i>6.0 kg/m<sup>2</sup></i>
<i>Po Po instalaciones</i>	
<i>y Po Po estructura</i>	<i>20.0 kg/m<sup>2</sup></i>
<i>Carga Muerta (C.M.)</i>	<i>26.0 kg/m<sup>2</sup></i>
<i>Carga Viva (C.V.)</i>	<i>40.0 kg/m<sup>2</sup></i>

*Carga vertical total*

$$C.V. + C.M. = 66.0 \text{ kg/m}^2$$

*Ancho tributario = 1.25 m*

$$w = 66.0 * 1.25 = 82.5 \text{ kg/m}$$

*Po Po larguero = 10.0 kg/m*

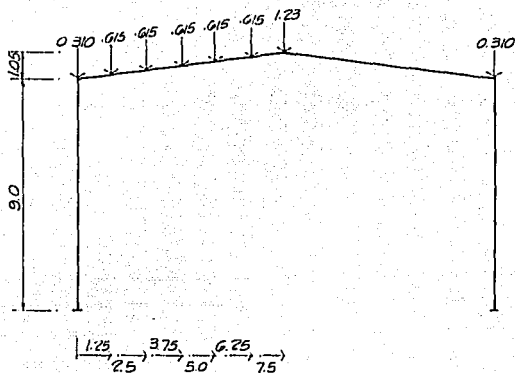
$$w_l = 92 \text{ kg/m}$$

### Elementos Mecánicos

$$\text{Cortante } v = 92 * 6.67 / 2 = 307 \text{ kg}$$

$$\text{Carga Puntual } P = 307 * 2 = 615 \text{ kg}$$

↳ número de largueros que concurren al marco principal.



MARCO EJE 2 ó 3

*Del análisis anterior a la conclusión que se llegó es que el marco con las condiciones de carga más desfavorables es el del eje 2 y 3 el cual se analizará por computadora tanto para la condición de viento como para la carga vertical, además por sugerencia del cliente se adicionará una carga de 2.0 T en los nudos 4 o 6, este peso es debido a un gancho que servirá en un futuro para las maniobras propias de la planta.*

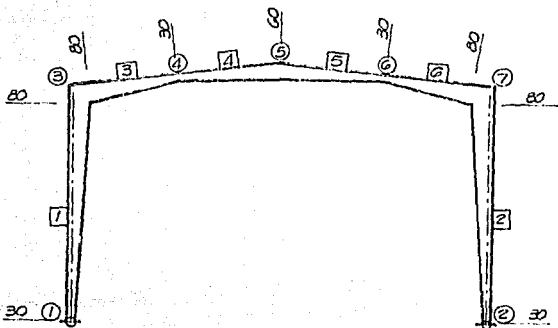
*Para este marco se aplicarán 6 condiciones de carga (3 debidas al viento, 1 por carga vertical y dos debidas a la diferente posición del gancho), con las cuales se harán una serie de combinaciones. A continuación se indican las combinaciones y los factores que se aplican para cada una de éstas.*

<i>combinación</i>	<i>1</i>	<i>(c.vert. + gancho) x 1.0 [nudo 4]</i>
<i>combinación</i>	<i>2</i>	<i>(c.vert. + gancho) x 1.0 [nudo 6]</i>
<i>combinación</i>	<i>3</i>	<i>(c.vert. + viento este-oeste) x 0.75</i>
<i>combinación</i>	<i>4</i>	<i>(c.vert. + viento oeste-este) x 0.75</i>
<i>combinación</i>	<i>5</i>	<i>(c.vert. + viento lateral) x 0.75</i>

Para hacer el análisis por computadora se tiene que alimentar el programa con los siguientes datos:

- topología del marco (nudos, miembros y coordenadas)
- propiedades geométricas (espesores de placa, peralte del patin y del alma en cada nudo).
- cargas en los miembros (uniformemente distribuidas o puntuales), o nudos (cargas puntuales o momentos concentrados) del marco.

En la siguiente figura se muestra la topología así como los anchos de la sección en cada nudo.



- NUDO.
- MIEMBRO.

TOPOLOGIA

*ANÁLISIS DE MARCOS PLANOS CON MIEMBROS DE  
SECCIÓN CONSTANTE O VARIABLE*

*COMPAÑIA INDUSTRIAL SAN CRISTÓBAL*

*CASA DE Prensas*

*ECATEPEC EDO. MEX.*

*MARCO EJE 2 y 3*

<i>No. DE NUDOS</i>	<i>No. DE MIEMBROS</i>	<i>No. DE COND. DE CARGA</i>	<i>MIEMBROS CON SEC. VARIABLE</i>
<i>7</i>	<i>6</i>	<i>6</i>	<i>SI</i>
<i>FUERZAS EN LOS MIEMBROS</i>	<i>MOMENTOS CONCENTRADOS EN LOS MIEMBROS</i>	<i>EFFECTOS DE TEMPERATURA</i>	<i>COMBINACION DE CARGA</i>
<i>SI</i>	<i>NO</i>	<i>NO</i>	<i>SI</i>



PROPIEDADES ELASTICAS Y GEOMETRICAS DE LOS MIEMBROS DE SECCION VARIABLE DE LA ESTRUCTURA

IDENTIF. DEL MIEMBRO	MODULO DE ELASTICIDAD	NUMERO TOTAL DE INTERVALOS	INTERVALO DEL NUMERO	LONGITUD DEL INTERVALO	ANCHO PRINCIPIO	PATIN FIN	PERALTE ALMA		ESPESOR ALMA	PATIN CITE	PERALTE CITE	
							ESPESOR PATIN	PERALTE FIN				
C1	.210000E+08	1	1	9.00	.30	.30	.0130	.27	.77	.0060	SI	NO
			LONGITUD TOTAL DEL MIEMBRO...	9.00	LONGITUD DEL INCREMENTO...	1.00						
C2	.210000E+08	1	1	9.00	.30	.30	.0130	.27	.77	.0060	SI	NO
			LONGITUD TOTAL DEL MIEMBRO...	9.00	LONGITUD DEL INCREMENTO...	1.00						
T1	.210000E+08	1	1	3.79	.30	.30	.0130	.77	.27	.0060	SI	NO
			LONGITUD TOTAL DEL MIEMBRO...	3.79	LONGITUD DEL INCREMENTO...	.42						
T2	.210000E+08	1	1	3.79	.30	.30	.0130	.27	.57	.0060	SI	NO
			LONGITUD TOTAL DEL MIEMBRO...	3.79	LONGITUD DEL INCREMENTO...	.42						
T3	.210000E+08	1	1	3.79	.30	.30	.0130	.57	.27	.0060	SI	NO
			LONGITUD TOTAL DEL MIEMBRO...	3.79	LONGITUD DEL INCREMENTO...	.42						
T4	.210000E+08	1	1	3.79	.30	.30	.0130	.27	.77	.0060	SI	NO
			LONGITUD TOTAL DEL MIEMBRO...	3.79	LONGITUD DEL INCREMENTO...	.42						

FLEXIBILIDADES Y RIGIDEZES DE LOS MIEMBROS DE SECCION VARIABLE

IDENTIF. DEL MIEMBRO	R O T A C I O N E S			RIGIDEZES DE ROTACION		FACTOR DE TRANSPORTE	A R E A
	F11	F12	F22	SKAB	SKBA	CAB	
C1	.47062900E-03	-.13356340E-03	.16034430E-03	2782.62	8167.32	.833	.01
C2	.47062900E-03	-.13356340E-03	.16034430E-03	2782.62	8167.32	.833	.01
T1	.67469290E-04	-.56200530E-04	.19803020E-03	19410.05	6613.04	.284	.01
T2	.23940450E-03	-.80832900E-04	.11218450E-03	5519.93	11779.68	.721	.01
T3	.11218450E-03	-.80832900E-04	.23940450E-03	11779.68	5519.93	.338	.01
T4	.19803020E-03	-.56200530E-04	.67469290E-04	6613.04	19410.05	.833	.01

REPORTE DE NUDOS.

NO. DE NUDO	RELAJACION	COORDENADAS		FUERZAS O DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS.									
		X	Y	COND. CARGA 1 Y 4			COND. CARGA 2 Y 5			COND. CARGA 3 Y 6			
				EN X	EN Y	ALR.Z	EN X	EN Y	ALR.Z	EN X	EN Y	ALR.Z	
1	110	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
2	110	15.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
3	0	.00	9.00	.00	-.31	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
4	0	3.75	9.52	.00	-.62	.00	.00	-2.00	.00	.00	.00	.00	.00
5	0	7.50	10.05	.00	-1.24	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
6	0	11.25	9.52	.00	-.62	.00	.00	.00	.00	.00	.00	-2.00	.00
7	0	15.00	9.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00

REPORTE NO. 1 DE MIEMBROS.

D A T O S

NO. DE MIEMBRO	CODIGO DE ARTICULACION	INCIDENCIAS		P R O P I E D A D E S			
		PRINCIPIO	FIN	TIPO DE MIEMBRO. SECCION VARIABLE	SECCION AREA	CONSTANTE MOMENTO DE INERCIA	ELASTICIDAD MODULO DE
1	0	1	3	C1	.109200E-01		.210000E+08
2	0	2	7	C2	.109200E-01		.210000E+08
3	0	3	4	T1	.109200E-01		.210000E+08
4	0	4	5	T2	.103200E-01		.210000E+08
5	0	5	6	T3	.103200E-01		.210000E+08
6	0	6	7	T4	.109200E-01		.210000E+08

\*\*\* LAS PROPIEDADES DE MIEMBROS DE SECCION VARIABLE SE REPORTAN EN FORMA DE RIGIDEZES ANGULARES EN LA PAGINA. . 2

REPORTE NO. 3 DE MIEMBROS.  
 TABLA DE CARGAS EN LOS MIEMBROS

MIEMBRO	COND IMCR.	CARGA UNIFORME	FUERZAS O MOMENTOS CONCENTRADOS										
			FUERZA 1		FUERZA 2		FUERZA 3		FUERZA 4		FUERZA 5		
CARG TEMP.			VALOR	DIST.	VALOR	DIST.	VALOR	DIST.	VALOR	DIST.	VALOR	DIST.	
3													
4	1	0.	.000	-620	1.26	-620	2.52	.000	.00	.000	.00	.000	.00
5	1	0.	.000	-620	1.26	-620	2.52	.000	.00	.000	.00	.000	.00
6	1	0.	.000	-620	1.26	-620	2.52	.000	.00	.000	.00	.000	.00
1	4	0.	.205	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
2	4	0.	-.205	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
3	4	0.	.032	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
4	4	0.	.032	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
5	4	0.	.032	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
6	4	0.	.032	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
1	5	0.	.205	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
2	5	0.	-.205	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
3	5	0.	.095	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
4	5	0.	.095	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
5	5	0.	.095	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
6	5	0.	.095	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
1	6	0.	.140	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
2	6	0.	.160	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
3	6	0.	.030	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
4	6	0.	.030	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
5	6	0.	.030	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00
6	6	0.	.185	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00	.000	.00

TABLA DE CORTANTES Y MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

NO. DE MIEMBRO	CONDICION DE CARGA	M O M E N T O S		C O R T A N T E S	
		PRINCIPIO	F I N	PRINCIPIO	F I N
1	1	0	0	0	0
1	2	0	0	0	0
1	3	0	0	0	0
1	4	-0.9	2.0	-0.8	-1.1
1	5	-0.9	2.0	-0.8	-1.1
1	6	-0.6	1.4	-0.5	-0.7
2	1	0	0	0	0
2	2	0	0	0	0
2	3	0	0	0	0
2	4	0.9	-2.0	0.8	1.1
2	5	0.9	-2.0	0.8	1.1
2	6	-0.7	1.6	-0.6	-0.8
3	1	0	-0.3	0.7	0.5
3	2	0	0	0	0
3	3	0	0	0	0
3	4	-0.1	0.0	-0.1	-0.1
3	5	-0.2	0.1	-0.2	-0.2
3	6	-0.1	0.0	-0.1	0.0
4	1	0.4	-0.7	0.5	0.7
4	2	0	0	0	0
4	3	0	0	0	0
4	4	0.0	0.1	-0.1	-0.1
4	5	-0.1	0.1	-0.2	-0.2
4	6	0.0	0.0	-0.1	-0.1
5	1	0.7	-0.4	0.7	0.5
5	2	0	0	0	0
5	3	0	0	0	0
5	4	-0.1	0.0	-0.1	-0.1
5	5	-0.1	0.1	-0.2	-0.2
5	6	0.0	0.0	-0.1	-0.1
6	1	0.3	-0.8	0.5	0.7
6	2	0	0	0	0
6	3	0	0	0	0
6	4	0.0	0.1	-0.1	-0.1
6	5	-0.1	0.2	-0.2	-0.2
6	6	-0.1	0.3	-0.3	-0.4

## DESPLAZAMIENTOS DE NUDDOS -EJES GLOBALES-

## CONDICION DE CARGA 1

NUDDO	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	ALR. Z.
1	.0000E+00	.0000E+00	.1390E-02
2	.0000E+00	.0000E+00	-.1390E-02
3	-.1350E-02	-.1573E-03	-.1336E-02
4	-.4392E-03	-.6909E-02	-.1882E-02
5	.2448E-06	-.1020E-01	.1073E-06
6	.4410E-03	-.6909E-02	.1882E-02
7	.1352E-02	-.1572E-03	.1336E-02

FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

CONDICION DE CARGA 1

MIEMBRO	CARGA AXIAL	COMIENZO DEL MIEMBRO		FIN DEL MIEMBRO	
		CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
1	4.007	-1.03	.00	1.03	-9.28
2	4.005	1.03	.00	-1.03	9.28
3	1.529	3.52	9.28	-2.28	1.69
4	1.449	1.66	-1.69	-.42	5.64
5	1.448	-.42	-5.64	1.66	1.69
6	1.529	-2.28	-1.69	3.52	-9.28



## DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS -EJES GLOBALES-

## CONDICION DE CARGA 2

NUDO	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	ALR. Z.
1	.0000E+00	.0000E+00	-.1231E-03
2	.0000E+00	.0000E+00	-.9025E-03
3	.4274E-02	-.5887E-04	-.8972E-03
4	.4742E-02	-.3492E-02	-.5011E-03
5	.4608E-02	-.2578E-02	.5642E-03
6	.4910E-02	-.3969E-03	.4288E-03
7	.4957E-02	-.1962E-04	-.1285E-03

## FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

## CONDICION DE CARGA 2

MIEMBRO	CARGA AXIAL	COMIENZO DEL MIEMBRO		FIN DEL MIEMBRO	
		CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
1	1.500	-.29	.00	.29	-2.63
2	.500	.29	.00	-.29	2.63
3	.496	1.45	2.63	-1.45	2.64
4	.220	-.54	-2.84	.54	.81
5	.360	-.45	-.81	.45	-.91
6	.358	-.46	.91	.46	-2.63

## DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS -EJES GLOBALES-

## CONDICION DE CARGA 3

NUDO	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	ALR. Z.
1	.0000E+00	.0000E+00	.9025E-03
2	.0000E+00	.0000E+00	.1231E-03
3	-.4957E-02	-.1962E-04	.1285E-03
4	-.4910E-02	-.3969E-03	-.4288E-03
5	-.4608E-02	-.2578E-02	-.5642E-03
6	-.4742E-02	-.3492E-02	.5011E-03
7	-.4274E-02	-.5887E-04	.8972E-03

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

CONDICION DE CARGA 3

MIEMBRO	CARGA AXIAL	COMIENZO DEL MIEMBRO		FIN DEL MIEMBRO	
		CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
1	.500	-.29	.00	.29	-2.63
2	1.500	.29	.00	-.29	2.63
3	.359	.46	2.63	-.46	-.91
4	.360	.45	.91	-.45	.81
5	.220	.54	-.81	-.54	2.84
6	.496	-1.45	-2.84	1.45	-2.63

## DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS -EJES GLOBALES-

## CONDICION DE CARGA 4

NUDO	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	ALR. Z.
1	.0000E+00	.0000E+00	.6315E-03
2	.0000E+00	.0000E+00	-.6315E-03
3	-.2308E-03	.9419E-05	-.3346E-03
4	-.6420E-04	-.1071E-02	-.2057E-03
5	.2529E-07	-.1401E-02	.1693E-08
6	.6426E-04	-.1071E-02	.2057E-03
7	.2308E-03	.9419E-05	.3345E-03

FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

CONDICION DE CARGA 4

MIEMBRO	CARGA AXIAL	COMIENZO DEL MIEMBRO		FIN DEL MIEMBRO	
		CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
1	-.240	-.87	.00	-.98	.48
2	-.240	.87	.00	.98	-.48
3	-1.000	-.10	-.48	-.02	.32
4	-1.000	.02	-.32	-.14	.63
5	-1.000	-.14	-.63	.02	.32
6	-1.000	-.02	-.32	-.10	.48

## DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS -EJES GLOBALES-

## CONDICION DE CARGA 5

NUDO	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	ALR. Z.
1	.0000E+00	.0000E+00	.4735E-03
2	.0000E+00	.0000E+00	-.4735E-03
3	-.6129E-04	.2796E-04	-.1614E-03
4	-.1750E-04	-.2901E-03	.2139E-05
5	.7308E-07	-.2668E-03	.4965E-08
6	.1765E-04	-.2900E-03	-.2134E-05
7	.6144E-04	.2796E-04	.1614E-03

FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

CONDICION DE CARGA S

MIEMBRO	CARGA AXIAL	COMIENZO DEL MIEMBRO		FIN DEL MIEMBRO	
		CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
1	-.712	-.75	.00	-1.09	1.54
2	-.713	.75	.00	1.09	-1.54
3	-1.182	-.56	-1.54	.20	.12
4	-1.182	-.19	-.12	-.17	.07
5	-1.182	-.17	-.07	-.19	.12
6	-1.182	.20	-.12	-.56	1.54



## DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS -EJES GLOBALES-

## CONDICION DE CARGA 6

NUDO	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	ALR. Z.
1	.0000E+00	.0000E+00	.3560E-02
2	.0000E+00	.0000E+00	.3896E-02
3	-.2214E-01	-.1815E-04	.1390E-02
4	-.2261E-01	.3371E-02	.7058E-04
5	-.2227E-01	.9646E-03	-.9182E-03
6	-.2268E-01	-.1953E-02	-.2557E-03
7	-.2240E-01	.5862E-04	.1086E-02

## FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

## CONDICION DE CARGA 6

MIEMBRO	CARGA AXIAL	COMIENZO DEL MIEMBRO		FIN DEL MIEMBRO	
		CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
1	.462	-1.16	.00	-.10	-4.81
2	-1.494	-1.46	.00	.02	-6.62
3	-.032	.47	4.81	-.58	-2.81
4	-.030	.58	2.81	-.70	-.38
5	-.223	.66	.38	-.78	2.35
6	-.220	.78	-2.35	-1.48	6.62

## DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS -EJES GLOBALES-

## COMBINACION DE CARGA 1

CARGA 1 MULTIPLICADA POR... 1.00	CARGA 2 MULTIPLICADA POR... 1.00			
NUDO	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	ALR. Z.	
1	.0000E+00	.0000E+00	.1267E-02	
2	.0000E+00	.0000E+00	-.2293E-02	
3	.2924E-02	-.2161E-03	-.2236E-02	
4	.4302E-02	-.1040E-01	-.2383E-02	
5	.4609E-02	-.1278E-01	.5644E-03	
6	.5351E-02	-.7305E-02	.2311E-02	
7	.6308E-02	-.1768E-03	.1210E-02	

FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

COMBINACION DE CARGA 1

CARGA 1 MULTIPLICADA POR... 1.00  
 CARGA 2 MULTIPLICADA POR... 1.00

MIEMBRO	CARGA AXIAL	COMIENZO DEL MIEMBRO		FIN DEL MIEMBRO	
		CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
1	5.507	-1.32	.00	1.32	-11.92
2	4.505	1.32	.00	-1.32	11.92
3	2.025	4.97	11.92	-3.73	4.53
4	1.668	1.13	-4.53	.11	6.45
5	1.808	-.87	-6.45	2.11	.78
6	1.888	-2.73	-.78	3.97	-11.92

## DESPLAZAMIENTOS DE NUDOS -EJES GLOBALES-

## COMBINACION DE CARGA 2

CARGA 1 MULTIPLICADA POR... 1.00	CARGA 3 MULTIPLICADA POR... 1.00			
NUDO	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	ALR. Z.	
1	.0000E+00	.0000E+00	.2292E-02	
2	.0000E+00	.0000E+00	-.1267E-02	
3	-.6307E-02	-.1769E-03	-.1210E-02	
4	-.5350E-02	-.7306E-02	-.2311E-02	
5	-.4608E-02	-.1278E-01	-.5641E-03	
6	-.4301E-02	-.1040E-01	.2383E-02	
7	-.2922E-02	-.2161E-03	.2235E-02	

FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

COMBINACION DE CARGA 2

CARGA 1 MULTIPLICADA POR... 1.00  
 CARGA 3 MULTIPLICADA POR... 1.00

MIEMBRO	CARGA AXIAL	COMIENZO DEL MIEMBRO		FIN DEL MIEMBRO	
		CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
1	4.507	-1.32	.00	1.32	-11.92
2	5.505	1.32	.00	-1.32	11.92
3	1.888	3.98	11.92	-2.74	.78
4	1.888	2.12	-.78	-.88	8.45
5	1.888	.12	-8.45	1.12	4.53
6	2.025	-3.72	-4.53	4.96	-11.92

## DESPLAZAMIENTOS DE MUDDOS -EJES GLOBALES-

## COMBINACION DE CARGA 3

CARGA	1 MULTIPLICADA POR...	.75			
CARGA	4 MULTIPLICADA POR...	.75			
MUDDO	DESP. EN X.		DESP. EN Y.		ALR. Z.
1	.0000E+00		.0000E+00		.1516E-02
2	.0000E+00		.0000E+00		-.1516E-02
3	-.1186E-02		-.1109E-03		-.1255E-02
4	-.3776E-03		-.5986E-02		-.1566E-02
5	.6526E-06		-.8704E-02		.8176E-07
6	.3790E-03		-.5985E-02		.1566E-02
7	.1187E-02		-.1108E-03		.1255E-02

FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

COMBINACION DE CARGA 3

MIEMBRO	CARGA AXIAL	COMIENZO DEL MIEMBRO		FIN DEL MIEMBRO	
		CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
1	2.625	-1.43	.00	.04	-6.60
2	2.824	1.43	.00	-0.04	6.60
3	.397	2.56	6.60	-1.72	1.51
4	.336	1.26	-1.51	1.26	4.70
5	.336	-1.42	-4.70	1.26	1.51
6	.397	-1.72	-1.51	2.56	-6.60



## DESPLAZAMIENTOS DE NUDDS -EJES GLOBALES-

## COMBINACION DE CARGA 4

CARGA 1 MULTIPLICADA POR... .75	CARGA 5 MULTIPLICADA POR... .75			
NUDD	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	ALR. Z.	
1	.0000E+00	.0000E+00	.1398E-02	
2	.0000E+00	.0000E+00	-.1398E-02	
3	-.1073E-02	-.9698E-04	-.1140E-02	
4	-.3425E-03	-.5400E-02	-.1410E-02	
5	.6884E-06	-.7853E-02	.8422E-07	
6	.3440E-03	-.5399E-02	.1410E-02	
7	.1075E-02	-.9691E-04	.1140E-02	

FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

COMBINACION DE CARGA 4

MIEMBRO	CARGA AXIAL	COMIENZO DEL MIEMBRO		FIN DEL MIEMBRO	
		CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
	CARGA 1 MULTIPLICADA POR...	.75			
	CARGA 5 MULTIPLICADA POR...	.75			
1	2.471	-1.34	.00	-.05	-5.60
2	2.469	1.34	.00	.05	5.60
3	.261	2.22	5.60	-1.56	1.36
4	.200	1.10	-1.36	-.44	4.28
5	.200	-.44	-4.28	1.10	1.36
6	.261	-1.56	-1.36	2.22	-5.60

## DESPLAZAMIENTOS DE MUJOS -EJES GLOBALES-

## COMBINACION DE CARGA 5

CARGA 1 MULTIPLICADA POR... .75	CARGA 6 MULTIPLICADA POR... .75			
MJ00	DESP. EN X.	DESP. EN Y.	ALR. Z.	
1	.0000E+00	.0000E+00	.3712E-02	
2	.0000E+00	.0000E+00	.1879E-02	
3	-.1762E-01	-.1316E-03	.3903E-04	
4	-.1729E-01	-.2654E-02	-.1359E-02	
5	-.1670E-01	-.6929E-02	-.6685E-03	
6	-.1668E-01	-.6646E-02	.1220E-02	
7	-.1578E-01	-.7392E-04	.1818E-02	

FUERZAS EN LOS EXTREMOS DE LOS MIEMBROS

COMBINACION DE CARGA 5

MIEMBRO	CARGA AXIAL	COMIENZO DEL MIEMBRO		FIN DEL MIEMBRO	
		CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO
	CARGA 1 MULTIPLICADA POR... .75				
	CARGA 6 MULTIPLICADA POR... .75				
1	3.352	-1.85	.00	.70	-10.57
2	1.883	-.32	.00	-.76	2.00
3	1.123	2.99	10.57	-2.15	-.83
4	1.064	1.69	.83	-.84	3.95
5	.919	.18	-3.95	.66	3.03
6	.982	-1.13	-3.03	1.53	-2.00
		FIN DE TRABAJO			

## **CAPITULO VI**

### **DISEÑO**

*Una vez obtenidos los resultados del análisis, el paso siguiente es el diseño de los elementos estructurales.*

*En este capítulo, trataremos lo siguiente :*

- *Revisión de desplazamientos.*
- *Diseño de elementos estructurales principales (columnas y trabes).*
- *Diseño de elementos estructurales secundarios (largueros de cubierta, largueros de fachada, tensores, contraventeos, puntal, columna de viento).*
- *Diseño de la soldadura al pie de la unión patín-alma de la sección I.*
- *Diseño de anclas.*
- *Diseño de placa base.*

## REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

El desplazamiento permisible será:

$$\Delta_{perm} = 0.006 \times H$$

$$\Delta_{perm} = 0.006 \times 900 = 5.4 \text{ cm}$$

siendo  $H = 900.0 \text{ cm}$

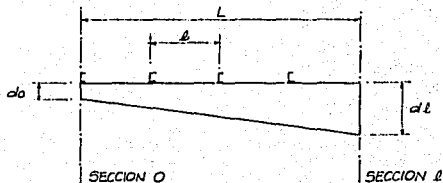
MARCO	COND.	$\Delta_{act.}$ [cm] nudo 3 ó 7	$\Delta_{perm}$ [cm]	COMENTARIOS
2,3	1)	0.266	5.4	BIEN
	2)	0.234	5.4	BIEN
	3)	0.212	5.4	BIEN
	4)	3.464	5.4	BIEN

A continuación presentamos el criterio de diseño que aplica tanto para columnas como para traveses.

Para el diseño se considera tanto para traveses como para columnas que estarán trabajando a flexo-compresión.

La longitud no arriostrada para las traveses se puede tomar como la separación entre largueros ya que esto lo permite el contraventeo en el sentido transversal de la cubierta. Con este mismo criterio, el contraventeo de ciertas crujeas de los marcos longitudinales, permite que la longitud no arriostrada para el pandeo lateral de la columna sea la separación entre largueros.

DATOS :



$d_o$  : peralte total en el extremo menor.

$d_l$  : peralte total en el extremo mayor.

$l$  : distancia entre soportes laterales del patin a compresión.

$r_o$  : radio de giro de la sección en el extremo de menor peralte.

$r_{to}$  : radio de giro del patin a compresión mas  $1/6$  del alma de la sección en el extremo de menor peralte, alrededor del eje débil.

$A_o$  : área de la sección transversal de menor peralte.

$A_f$  : área del patin a compresión.

$E$  : módulo de elasticidad del acero.

$F_y$  : esfuerzo de fluencia del acero.

$G$  : módulo de elasticidad a cortante.

$L$  : longitud del miembro.

$M_1, M_2$  : momentos flexionantes en los puntos de soporte lateral.

$M_o, M_l$  : momentos flexionantes en los extremos de menor y mayor peralte del miembro respectivamente.

$P$  : Carga axial de la columna.

$S_o, S_l$  : módulos de sección en los extremos de menor y mayor peralte del miembro, respectivamente.

### FÓRMULAS DE DISEÑO

Los miembros de sección variable deben satisfacer los siguientes requisitos:

si  $f_{ao} / F_{ay} > 0.15$  usar:

$$\frac{f_{ao}}{f_{ay}} + \frac{C_m}{1 - \frac{f_{ao}}{F_c}} \cdot \frac{f_{bl}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \dots 1$$

y

$$\frac{f_{ao}}{0.6F_y} + \frac{f_{bl}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \dots 2$$

si  $f_{ao} / F_{ay} < 0.15$  usar:

$$\frac{f_{ao}}{F_{ay}} + \frac{f_{bl}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad \dots 3$$

donde :

$f_{ao} = P/A_o$  Esfuerzo actuante en el extremo de menor peralte.

$f_{bl} = M_l/S_l$  Esfuerzo flexionante actuante en el extremo de mayor peralte.

$F_{ay} =$  Esfuerzo axial que se permitiría, si solo existiera fuerza axial.



$$F_{ay} = (1 - S^2/2Cc^2)F_y / FS \quad \dots 4$$

$$FS = 5/3 + 3s^2/8Cc - s^2/8Cc^3 \quad \dots 5$$

*s* será el mayor de:  $K_y l / r_{oy}$

$$\text{o de } K_y l / r_{ox} \quad \dots 6$$

$K_y$  = factor de longitud libre de pandeo del miembro prismático en la dirección fuera del plano del alma.

$K_y$  = factor de longitud libre de pandeo del miembro prismático en la dirección del plano del alma.

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad \dots 7$$

$$Cc = 126.1 \quad \text{para acero A-36}$$

$$F_{ey} = 12 \pi^2 E / 23 (K_r l / r_{ox})^2 \quad \dots 8$$

$F_{ey}$  = carga crítica de Euler.

$F_{by}$  = esfuerzo flexionante que se permitiría, si sólo hubiera flexión.

$$F_{by} = \frac{2}{3} \left[ 1.0 - \frac{F_y}{6B \sqrt{F_y^2 + F_{wy}^2}} \right] F_y \leq 0.6 F_y \quad \dots 9$$

obteniendo de la ecuación 9:

$$F_{by} \leq F_y/3$$

se tiene

$$Fby = B \cdot \sqrt{Fsy\gamma^2 + Fw\gamma^2} \quad \dots 10$$

$$Fsy = 12 \times 10^3 / (hs \cdot l \cdot do / Af) \quad \dots 11$$

$$Fsw = 170 \times 10^3 / (hw \cdot l / rto)^2 \quad \dots 12$$

$$hs = 1.0 + 0.023 \cdot \gamma \cdot \sqrt{\frac{l \cdot do}{Af}} \quad \dots 13$$

$$hw = 1.0 + 0.00385 \cdot \gamma \cdot \sqrt{\frac{l}{rto}} \quad \dots 14$$

$$\text{donde: } \gamma = (dl - do) / do \quad \dots 15$$

$B$  = coeficiente para tomar en cuenta el gradiente de momentos cuyo valor conservador se puede tomar de 1.0.

La siguiente ecuación se usará cuando el miembro esté sujeto a curvatura simple y tenga esfuerzos flexionantes aproximadamente iguales en ambos extremos.

$$Cm = 1.0 + 0.1 (fuo / F'e\gamma) + 0.3 (fuo / F'e\gamma)^2 \quad \dots 16$$

La siguiente ecuación se usará cuando el momento en el extremo de menor peralte sea igual a cero (apoyo articulado).

$$Cm = 1.0 - 0.9 (fuo / F'e\gamma) + 0.6 (fuo / F'e\gamma)^2 \quad \dots 17$$

## **LONGITUDES LIBRES DE PANDEO :**

### **1.- Pandeo fuera del plano.**

Se consideran los coeficientes de longitud libre de pandeo los de columnas de sección constante. Para marcos rígidos  $K_y = 1.0$

### **2.- Pandeo en el plano del marco.**

Se consideran las columnas de sección variable y de los coeficientes  $K_y$  han sido evaluados para el caso particular de variación lineal de peralte de un extremo al otro del miembro, y se presentan gráficas para el cálculo de  $K_y$ .

Se cubren los dos casos, con o sin restricción a desplazamientos lineales.

$\gamma$  = porcentaje de variación del peralte.

$R_T = (I_o/I_x) / (I_T/b)$  = relación de rigidez unitaria de columna a trabe en un extremo del miembro.

$R_B = (I_o/I_x) / (I_B/b)$  = semejante a  $R_T$  en el otro extremo del miembro.

Nótese que  $I_o$  es el momento de inercia mayor respecto al eje  $x$  de la sección de menor peralte de la columna, y se usa para calcular  $R_T$  y  $R_B$ .

El valor de  $I_T$  (ó  $I_B$ ) es el de una viga de sección constante. Cuando la viga sea de sección variable, hay que evaluar un momento de inercia equivalente de la siguiente forma:

- a) De los resultados del análisis por computadora, se usa la rigidez de miembro de sección variable  $SKAB$  o  $SKBA$  (según el extremo en estudio). A esta rigidez le llamaremos  $S$ .

b) La rigidez  $S$  se iguala a la rigidez de un miembro equivalente de sección constante y de igual longitud al miembro real, y se obtiene el momento de inercia equivalente,  $I_{eq}$  :

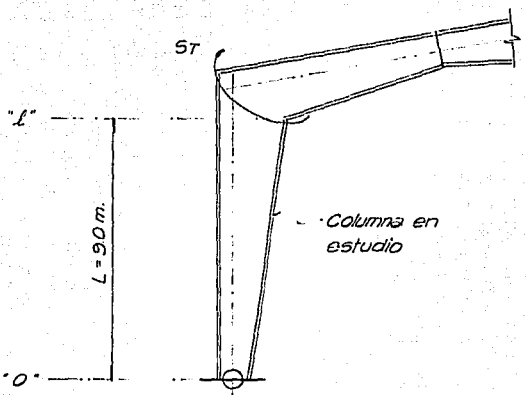
$$4 E I_{eq} / L = S \quad \text{de donde} \quad I_{eq} = L S / 4 E$$

c) Este momento de inercia equivalente se toma como  $I_T$  o  $I_B$ , según el caso se usará  $S_T$  o  $S_B$ .

Para columnas de marcos rígidos articulados en la base, se tomará  $R_B = \infty$

## DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES

### COLUMNA:



*Elementos mecánicos:*

$$M_i = 11.92 \text{ T-M}$$

$$V_i = 1.32$$

$$P_{axial} = 5.505 \text{ T}$$

$$M_o = 0$$

$$V_o = 1.32 \text{ T}$$

*PROPIEDADES PUNTO "o"*

$$d_o = 30 \text{ cm}$$

$$I_{ox} = 17,117.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{oy} = 5,850.5 \text{ cm}^4$$

$$A_o = 94.44 \text{ cm}^2$$

$$r_{ox} = 13.46 \text{ cm}$$

$$r_{oy} = 7.87 \text{ cm}$$

$$r_{to} = 8.37 \text{ cm}$$

$$s_{ox} = 1,141.2 \text{ cm}^3$$

*PROPIEDADES PUNTO "l"*

$$d_l = 80 \text{ cm}$$

$$I_{lx} = 144,018.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{ly} = 5,851.39 \text{ cm}^4$$

$$A_l = 124.44 \text{ cm}^2$$

$$s_{lx} = 3,600.5 \text{ cm}^3$$

## PROPIEDADES DEL MIEMBRO :

$$Af = 39 \text{ cm}^2$$

$$E = 2,100 \text{ T/cm}^2$$

$$F_y = 2.53 \text{ T/cm}^2$$

$$\gamma = 1.67$$

## CÁLCULO DE ESFUERZOS ACTUANTES

### COMPRESIÓN

Fórmula :  $f_{ao} = P/Ao$  sustituyendo:  $f_{ao} = 5.505/94.44 =$

$$f_{ao} = 0.0583 \text{ t/cm}^2$$

### FLEXIÓN

Fórmula :  $f_{bl} = Ml \cdot 100/SI$  sustituyendo

$$f_{bl} = 11.92 \cdot 100/3,600.5$$

$$f_{bl} = 0.331 \text{ t/cm}^2$$

## CÁLCULO DE ESFUERZO AXIAL PERMISIBLE $F_{ay}$

RIGIDEZ  $19\ 696.49 \text{ t} \cdot \text{m} = ST = 1\ 969\ 649 \text{ ton-cm}$

$$I_{eq} = I_t = (Ll \cdot St) / (4 \cdot E)$$

$$I_{eq} = 378.7 \cdot 1\ 969\ 649 / (4 \cdot 2100) = 88\ 798.342 \text{ cm}^4$$

$$R_r = (I_o / L_c) / (I_{eq} / 1.1)$$

$$R_r = (17\,117.92 / 900) / (88\,798.342 / 378.7)$$

$$R_r = 0.0811$$

$$R_H = \infty$$

DE GRÁFICAS (ver páginas 114, 115 y 116)

$$\text{Para } \gamma = 1.5, \quad k\gamma = 1.10$$

$$\text{Para } \gamma = 2.0, \quad k\gamma = 0.98$$

Interpolando para  $\gamma = 1.67, \quad k\gamma = 1.03$

$$k\gamma / r_{oy} = 2(300) / 7.87 =$$

$$= 76.24 < 200$$

$$k\gamma / r_{ox} = 1.2126(900) / 13.46 =$$

$$= 81.00 < 200 \quad (\text{rige})$$

Con el valor de  $k\gamma / r_{ox} = 81$  obtenemos  $F_{\gamma} = 1.073 \text{ ton/cm}^2$

**CÁLCULO DE ESFUERZO FLEXIONANTE PERMISIBLE  $F_{by}$**

$$h_s = 1.0 + 0.023 \cdot \gamma \cdot \sqrt{\frac{I \cdot d_o}{A_f}}$$

$$h_s = 1.0 + 0.023 \cdot (1.67) \sqrt{\frac{300 \cdot (30)}{39}} = 1.583$$

$$hw = 1.0 + 0.00385 \cdot \gamma \cdot \sqrt{\frac{l}{rt_0}}$$

$$hw = 1.0 + 0.00385 \cdot (1.67) \sqrt{\frac{300}{8.37}} = 1.0385$$

$$F_{sy} = (12 \times 10^3 \cdot 0.0703) / (hs \cdot l \cdot do/A_f)$$

$$F_{sy} = 843.6 / (1.583 \cdot 300 \cdot 30/39) = 2.31 \text{ T/cm}^2$$

$$F_{sw} = (170 \times 10^3 \cdot 0.0703) / (hw \cdot l/rt_0)^2$$

$$F_{sw} = 11951 / (1.0385 \cdot 300/8.37)^2 = 8.63 \text{ T/cm}^2$$

$$F_{by} = \frac{2}{3} \left[ 1.0 - \frac{F_y}{6B \sqrt{F_{sy}^2 + F_{sw}^2}} \right] F_y =$$

$$F_{by} = \frac{2}{3} \left[ 1.0 - \frac{2.53}{6 \cdot (10) \sqrt{2.31^2 + 8.63^2}} \right] \cdot 2.53 =$$

$$F_{by} = 1.61 \text{ T/cm}^2 < 1.52 \text{ T/cm}^2$$

por lo tanto usar  $F_{by} = 1.52 \text{ T/cm}^2$



### INTERACCIÓN

$$f_{ao} / F_{ay} = 0.0223 / 1.1100 = 0.02 < 0.15$$

$$\text{por lo tanto usar: } f_a / F_a + f_b / F_b \leq 1.0$$

sustituyendo valores tenemos :

$$0.0201 + 0.2295/1.52 = 0.1711 < 1.0 \quad \text{por lo tanto bien}$$

### ESFUERZO CORTANTE

#### MÁXIMO PERALTE :

cortante adicional debido al momento flexionante :

$$V_{adic} = 14.9 \sin \phi = 0.83 \text{ t}$$

$$V_{total} = 1.32 + 0.83 = 2.15 \text{ t}$$

$$f_v = 2.15 / (77.4 \cdot 0.6) = 0.0463 \text{ t/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4 \cdot 2.53 = 1.012 \text{ t/cm}^2$$

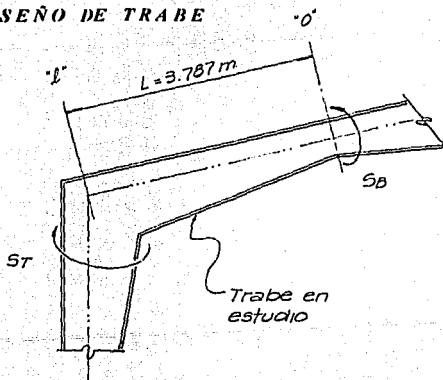
como  $f_v \ll F_v$  por lo tanto bien !!

#### MÍNIMO PERALTE

$$f_v = 1.32 / (27.4 \cdot 0.6) = 0.0803 \text{ t/cm}^2 \ll F_v$$

por lo tanto se acepta el perfil

## DISEÑO DE TRABE



### PROPIEDADES PUNTO "o"

$$d_o = 30 \text{ cm}$$

$$I_{ox} = 17\,117.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{oy} = 5850.5 \text{ cm}^4$$

$$A_o = 94.44 \text{ cm}^2$$

$$r_{ox} = 13.46 \text{ cm}$$

$$r_{oy} = 7.87 \text{ cm}$$

$$r_{to} = 8.37 \text{ cm}$$

$$S_{ox} = 1,141.2$$

### PROPIEDADES PUNTO "I"

$$d_I = 80 \text{ cm}$$

$$I_{Ix} = 144018.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{Iy} = 5851.4 \text{ cm}^4$$

$$A_I = 124.44 \text{ cm}^2$$

$$S_{Ix} = 3,600.5 \text{ cm}^3$$

**Propiedades del miembro**

$$A_f = 39 \text{ cm}^2$$

$$E = 2,100 \text{ T/cm}^2$$

$$I_y = 222.53 \text{ T/cm}^2$$

$$\gamma = 1.67$$

**Elementos mecánicos**

$$M_l = 11.92 \text{ T-M}$$

$$V_l = 4.97 \text{ T}$$

$$P_{axial} = 2.025 \text{ T}$$

$$M_o = 4.53 \text{ T-M}$$

$$V_o = 3.73 \text{ T}$$

**CÁLCULO DE ESFUERZOS ACTUANTES****Compresión:**

$$f_{ao} = 2,025/94.44 = 0.0214 \text{ T/cm}^2$$

**Flexión:**

$$f_{bl} = 11.92 \cdot 100/3600.5 = 0.3311 \text{ T/cm}^2$$

**ESFUERZO AXIAL PERMISIBLE****RIGIDEZ:**

$$S_r = 8,167.32 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$S_B = 5,519.93 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$I_B = (378.7 \cdot 816,732)/(4 \cdot 2,100) = 37,696.07 \text{ cm}^4$$

$$I_r = (900 \cdot 551,993)/(4 \cdot 2,100) = 59,142.1 \text{ cm}^4$$

$$R_r = (17,117.92/378.7)/(59,142.1/900) = 0.69$$

$$R_B = (17,117.92/378.7)/(37,696.07/378.7) = 0.45$$

DE GRÁFICAS con  $R_T$  y  $R_B$  tenemos: (ver páginas 114, 115 y 116)

PARA:  $\gamma = 1.5$   $k\gamma = 0.80$

$\gamma = 2.0$   $k\gamma = 0.92$

Interpolando para  $\gamma = 1.67$ ,  $k\gamma = 0.84$

$kyl/roy = (1 \cdot 378.7) / 7.87 = 48 < 200$  (rige)

$kyl/rox = (0.84 \cdot 378.7) / 13.46 = 23.6 < 200$

Con el valor de  $kyl/roy = 48$  obtenemos  $F_{ay} = 1.305 \text{ T/cm}^2$

### CÁLCULO DE ESFUERZO FLEXIONANTE PERMISIBLE $F_{by}$

$$I_{ys} = 1.0 + 0.023 \cdot (1.67) \sqrt{\frac{378.7 \cdot (30)}{39}} = 1.66$$

$$I_{yw} = 1.0 + 0.00385 \cdot (1.67) \sqrt{\frac{378.7}{8.37}} = 1.04$$

$$F_{sy} = 843.6 / (1.66 \cdot 378.7 \cdot 30 / 39) = 1.74 \text{ T/cm}^2$$

$$F_{sw} = 11,951 / (1.04 \cdot 378.7 / 8.37)^2 = 5.40 \text{ T/cm}^2$$

$$F_{by} = \frac{2}{3} \left[ 1.0 - \frac{2.53}{6 \cdot (1.0) \sqrt{5.42^2 + 1.74^2}} \right] 2.53 =$$

$$F_{by} = 1.56 \text{ T/cm}^2$$

Como  $F_{by} > 1.52$  por lo tanto usaremos  $F_{by} = 1.52 \text{ T/cm}^2$

## INTERACCIÓN:

$$f_{ax}/F_{ay} = 0.0214 / 1.305 = 0.016 < 0.15 \quad \text{por lo tanto usar :}$$

$$f_{ax}/F_{ay} + f_{bx}/f_{by} = 0.016 + (0.3311/1.52) = 0.234 < 1.0$$

por lo tanto bien

## ESFUERZO CORTANTE

### MÁXIMO PERALTE :

cortante adicional debido al momento flexionante :

$$V_{adic} = (M/d) \sin \phi = (11.92/0.8) \sin (7.52^\circ) = 1.95 \text{ t}$$

$$V_{total} = 4.97 + 1.95 = 6.92 \text{ t}$$

$$f_v = 6.92 / (77.4 \cdot 0.6) = 0.149 \text{ t/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 \cdot F_y = 0.4 \cdot 2.53 = 1.012 \text{ t/cm}^2$$

como  $f_v \ll F_v$  por lo tanto bien !!

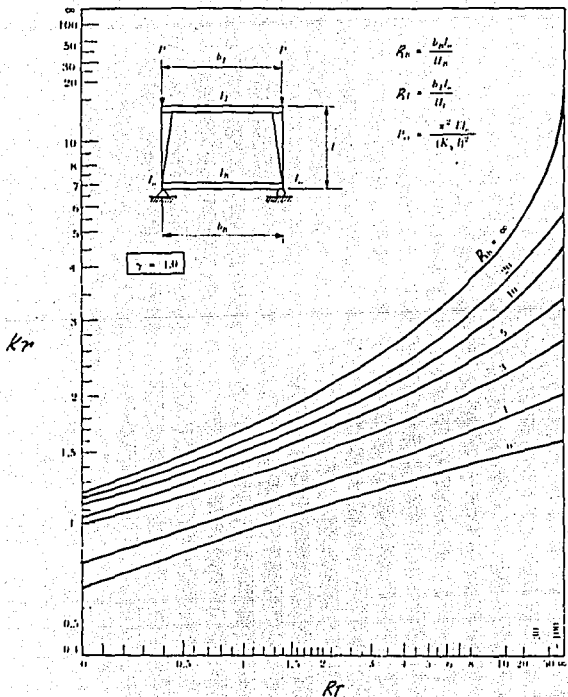
### MÍNIMO PERALTE

$$V_{adic} = (M/d) \sin \phi = (4.53/0.3) \sin (7.52^\circ) = 1.98 \text{ t}$$

$$V_{total} = 3.73 + 1.98 = 5.71 \text{ t}$$

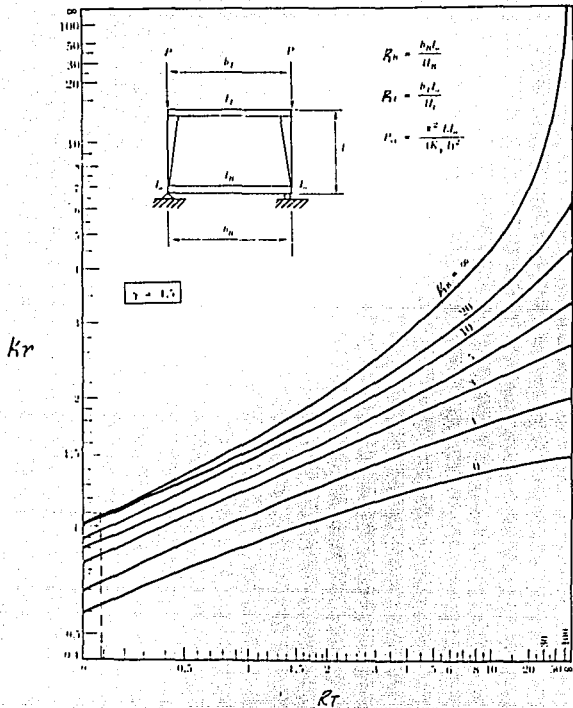
$$f_v = 5.71 / (27.4 \cdot 0.6) = 0.35 \text{ t/cm}^2 \ll F_v$$

por lo tanto se acepta el perfil

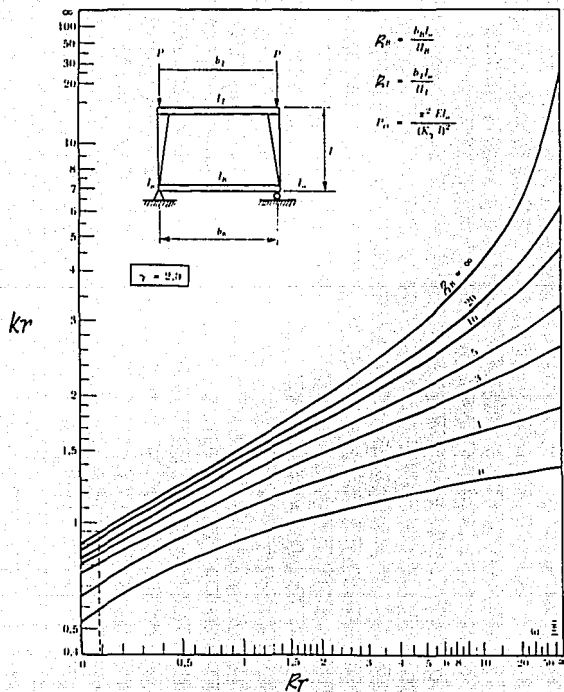


Factores de longitud efectiva para columnas con alma trapezoidal con desplazamiento lateral ( $\gamma=1.0$ )

# FALLA DE ORIGEN



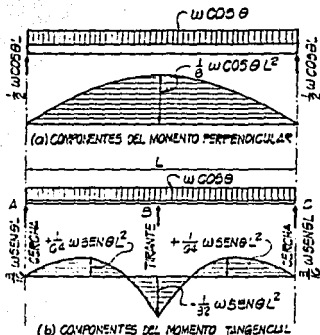
Factores de longitud efectiva para columnas con alma trapezoidal con desplazamiento lateral ( $\gamma = 1.5$ )



Factores de longitud efectiva para columnas con alma trapezoidal con desplazamiento lateral ( $\gamma = 2.0$ )



## DISEÑO DE LARGUEROS DE CUBIERTA :



### ESFUERZO ACTUANTE TOTAL:

$$f_b = [w \cos^2 \theta / 8] / S_x + [w \sin^2 \theta / 32] / S_y$$

Carga por metro lineal  $w = 30.70 \cdot 1.23 = 37.77 \text{ kg/m}$

proponemos un CI' 203 x 12 (Del manual IMCA)

propiedades geométricas :

$$Area = 9.98 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 626.99 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 61.71 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 13.38 \text{ cm}^3$$

### **CÁLCULO DE ESFUERZOS ACTUANTES:**

$$f_b = [(29.881 \cdot \cos 7.894 \cdot 6.67^2 \cdot 100)/8] / 61.71 + \\ [(29.881 \cdot \sin 7.894 \cdot 6.67^2 \cdot 100)/32] / 13.38 = \\ f_b = 391.055 \text{ kg/cm}^2 << F_b = 2310 \text{ kg/cm}^2$$

por lo tanto bien !!

### **REVISIÓN POR FLECHA:**

$$\text{flecha permisible} = L / 360 = 667 / 360 = 1.583 \text{ cm}$$

$$\text{flecha actuante} = (5 \cdot w \cdot l^4) / (384 \cdot E \cdot I)$$

$$\text{propuesto} = (5 \cdot 0.29881 \cdot 667^4) / (384 \cdot 2.1 \times 10^6 \cdot 626.99) \\ = 0.739 \text{ cm} << 1.583 \text{ cm}$$

por lo tanto se acepta el perfil propuesto.

### **DISEÑO DE LARGUEROS DE FACHADA:**

#### **ELEMENTOS MECÁNICOS:**

$$w = 30.72 \cdot 1.5 = 46 \text{ kg/m}$$

$$M = 0.046 \cdot 6.67^2 / 8 = 0.26 \text{ T-m}$$

Proponemos C/F 203 x 12 (Del manual IMCA)

Propiedades geométricas:

$$A_{rea} = 5.73 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 626.99 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 61.71 \text{ cm}^3$$

### CÁLCULO DE ESFUERZOS:

$$\text{Esfuerzo permisible} \quad F_b = 2310 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo actuante} \quad f_b = M / S = 0.26 \times 10^6 / 61.71 = 421.3 \text{ kg/cm}^2$$

como  $f_b < F_b$  por lo tanto bien !!

### REVISIÓN POR FLECHA

$$\text{flecha permisible} = L / 360 = 667 / 360 = 1.583 \text{ cm}$$

$$\text{flecha actuante} = (5 \cdot w \cdot l^4) / (384 \cdot E \cdot I)$$

$$= (5 \cdot 0.460 \cdot 667^4) / (384 \cdot 2.1 \times 10^6 \cdot 626.99)$$

$$= 0.900 \text{ cm} \ll 1.583 \text{ cm}$$

por lo tanto se acepta el perfil propuesto.

## DISEÑO DE TENSORES

### FUERZA DE TENSION (FT)

#### ANÁLISIS DE CARGAS

$$W_{pp} \text{ Lámina} = 6.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{p.p. \text{ inst.}} = 20.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ viva} = 40.0 \text{ kg/m}^2$$

$$WT = 66.0 \text{ kg/m}^2$$

$$W = 66 (1.25) = 82.5 \text{ kg/m}$$

$$W_T = 92.5 \text{ kg/m}$$

$$F_T = 93 \text{ sen } 8^\circ = 13 \text{ kg/m (3.35)} = 43.55 \text{ kg}$$

$$F_{TR} = 6(43.55) = 260 \text{ kg}$$

Proponemos Redondo Liso  $\phi = 3/8''$

$$\text{Área} = 0.713 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo actuante } f_t = P/A = 260/0.713 = 364.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo permisible } Ft = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

como  $f_t \ll Ft$  por lo tanto se acepta el diámetro del redondo.

## DISEÑO DE CONTRAVIENTOS

PRESIÓN DEL VIENTO :

$$P = 0.0048(0.75)(80)^2 = 23.04 \text{ kg m}^2$$

$$F_v = 23.04 \cdot 19.565 \text{ m}^2/2 = 225 \text{ kg}$$

$$F_{loc} = 225 / \cos 56.56$$

$$F_{loc} = 408.25 \text{ Kg}$$

Propiedades

2 L 76.2 x 6.3 ( 2 ángulos de lados iguales del manual AHMSA )

Propiedades:

$$\text{Área} = 18.58 \text{ cm}^2$$

$$r_{\min} = 2.36 \text{ cm}$$

POR ESFUERZOS :

$$f_a = 408.25 / 18.58 = 21.97 \text{ kg/cm}^2$$

POR PANDEO LATERAL. :

Despejando el radio de giro menor requerido de la siguiente ecuación :

$$K l / r_{\text{req}}$$

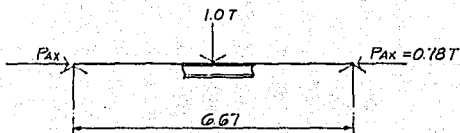
tenemos  $r_{\text{req}} = (l)(450)/200 = 2.25 \text{ cm}$  (rige)

Como observamos la condición que rige es por pandeo lateral.

$$\text{como } r_{\text{req}} = 2.25 \text{ cm} < r_{\text{prop.}} = 2.36 \text{ cm}$$

por lo tanto se acepta el perfil propuesto.

## DISEÑO DE PUNTAL



*Cargas consideradas:*

$$P_o \text{ Po Lámina} = 6,0 \text{ kg/m}^2$$

$$P_o \text{ Po puntal} = 38,50 \text{ kg/m}$$

$$P_o \text{ Po larguero} = 7,88 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga acc.} = 100 \text{ kg}$$

$$P_{\text{total}} = 180 + 160 + 420 + 100 = 960 \text{ kg} = 1,0 \text{ t.}$$

*Elementos mecánicos :*

$$\text{Fuerza axial} = 0,78 \text{ t}$$

$$M = 1,67 \text{ t-m}$$

Perfil propuesto IR 254 x 38.5 kg/m (Del manual IMCA)

propiedades :

$$\text{Área} = 49.10 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 457.0 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 5\,994 \text{ cm}^4$$

Debido a las condiciones de carga analizaremos el puntal bajo flexión y carga axial combinadas.

Cálculo de coeficientes de momento :

coeficiente c1 :

$$a) \quad c1 = P j \sin(b'j) / \sin(bj)$$

$$b) \quad c2 = P j \sin(a'j)$$

donde :

$$j = \sqrt{\frac{E \cdot I}{P}}$$

$$j = \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \cdot 5,994}{780}} = 4,017.1$$

$$a) \quad c1 = (1.0) (4\,017.17) \sin(335/4\,017.17) / \sin(667/4\,017.17)$$

$$c1 = 2\,017.62$$

$$b) \quad c2 = (1.0) (4\,017.17) \sin(335/4\,017.17) = 5.84$$

*Cálculo del momento :*

$$M \text{ máx} = c1 \sin (x/j) + c2 \cos (x/j)$$

$$M \text{ máx.} = 2 \, 017.61 \sin (335/4 \, 017.17) + 5.84 \cos (335/4 \, 017.17) =$$

$$M \text{ máx.} = 8.77 \text{ ton. cm}$$

$$M \text{ total} = 8.77 \text{ ton. cm} = 0.0877 \text{ ton. m} + 1.67 = 1.7578 \text{ ton. m}$$

### **CÁLCULO DE ESFUERZOS ACTUANTES :**

*flexo-compresión :*

$$f \text{ máx} = 780 / 49.10 + 1.7578 \times 10^5 / 457 = 400.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{como } f \text{ máx} < < f \text{ perm.} = 1 \, 520 \text{ kg/cm}^2$$

*por lo tanto bien.*

**POR ESBELTEZ:**

$$\text{longitud no arriostrada} = 667 \text{ cm}$$

$$kl / r = 200 \quad \text{de donde:} \quad r \text{ req} = kl / 200$$

$$r \text{ req} = 1 * 667 / 200 = 3.335 \text{ cm}$$

$$\text{comparándolo con el} \quad r \text{ prop} = 3.5 \text{ cm}$$

*como el  $r \text{ req} < r \text{ prop}$  por lo tanto se acepta el perfil propuesto.*



### REVISIÓN POR FLECHA :

$$Flecha\ actuante = P L^3 / 48 E I$$

$$= 1000 \cdot 667^3 / (48 \cdot 2.1 \times 10^6 \cdot 5\,994) =$$

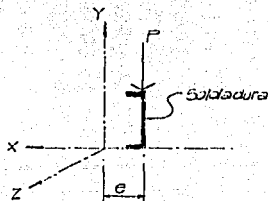
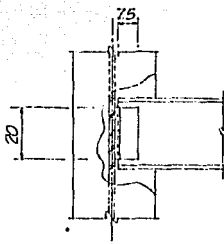
$$= 0.50\text{ cm}$$

$$Flecha\ permisible = 1 / 360 = 667 / 360 = 1.853\text{ cm}$$

como la  $F^{\text{act}} \ll F^{\text{perm}}$  por lo tanto bien !!

### DISEÑO DE LA CONEXION.

A continuación presentamos el cálculo de la soldadura de campo para la conexión del puntal a la columna del marco principal que estará trabajando a cortante:



propiedades geométricas:

$$I_x = 20^3 t / 12 = 666.67 t$$

$$I_y \approx 0$$

$$I_z = I_x + I_y = 666.67 t$$

### *Fuerzas y Momentos*

$$P_x = 0$$

$$M_x = 0$$

$$P_y = 0.5 \text{ T}$$

$$M_y = 0$$

$$P_z = 0$$

$$M_z = 0.5 \cdot 5.1 = 2.55 \text{ T} \cdot \text{m}$$

### *Carga por cm:*

$$q'y = P_y / l = 500 / 20 = 25 \text{ kg/cm}$$

$$q''x = M_z \cdot y \cdot t / I_z = (2550 \cdot 10 \text{ t}) / (666.67 \cdot t) = 38.25 \text{ kg/m}$$

$$q_r = \sqrt{q'y^2 + q''x^2} = \sqrt{25^2 + 38.25^2} = 45.70 \text{ kg/cm}$$

*Proponiendo un filete de 3/16" = 0.48 cm*

$$f_s = 950 \cos 45^\circ \cdot 0.5 = 319.92 \text{ kg/cm}$$

*como va a ser una soldadura de campo, aplicaremos un factor de reducción de 0.70 a la resistencia.*

*entonces tenemos:*

$$f_s = 0.7 \cdot 319.92 = 224 \text{ kg/cm}$$

*como  $f_s > q_r$*

*por lo tanto se acepta el espesor de soldadura*

## **DISEÑO DE LA COLUMNA DE VIENTO :**

$$\text{Presión del viento} = 30.72 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{altura} = 9.0 \text{ m}$$

$$\text{ancho tributario} = 5.0 \text{ m}$$

### **Cálculo de Elementos Mecánicos :**

$$w = 30.72 \cdot 5.0 = 153.6 \text{ kg/m}$$

$$M = w L^2 / 8 = 0.1536 \cdot 9^2 / 8 =$$

$$M = 1.56 \text{ T-M}$$

$$V = w L / 2 = .1536 \cdot 9 / 2 = 0.70 \text{ T}$$

Proponemos IR 254 x 17.9 ( Del manual IMCA )

propiedades:

$$\text{Área} = 22.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2,239 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 179 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 9.9 \text{ cm}$$

$$r_y = 2.0 \text{ cm}$$

## CÁLCULO DE ESFUERZOS

$$\text{Actuante } f_b = M / S_x = 1.058 \times 10^5 / 179 = 591.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Permisible } f_b = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

como  $f_b < f_b$  por lo tanto bien !!

## REVISIÓN POR FLECHA

$$\text{Flecha actuante} = (5 \cdot w \cdot l^4) / (384 \cdot E \cdot I) =$$

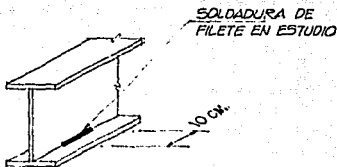
$$= 5 (1.152) (900)^4 / (384 \cdot 2.1 \times 10^6 \cdot 2,239) = 2.093 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha permisible} = l / 360 = 900 / 360 = 2.5 \text{ cm}$$

como  $f_{act} < f_{perm}$

por lo tanto se acepta el perfil.

## DISEÑO DE SOLDADURA EN LA UNIÓN PATIN-ALMA:



Como se acepta que el pie de la unión del patín con el alma de perfiles laminados (I o H) el esfuerzo resistente sea :

$$F_a = 0.75 F_y$$

Este esfuerzo lo compararemos con el debido a los elementos mecánicos que resultan del análisis y con el mayor se diseñará la soldadura de filete.

$$a) F_a = 0.75 \cdot 2530 = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$$

tomando una fracción del alma de 10 cm tenemos :

$$A = 10 \cdot 0.6 = 6 \text{ cm}^2$$

la fuerza resistente será :

$$F_{res} = F_a \cdot A = 1897.5 \cdot 6 = 11\,385 \text{ kg.}$$

b) Para calcular el esfuerzo debido a los elementos mecánicos tomaremos el momento en el nudo 3 del marco, con la combinación 1.

$$M = f \cdot d \quad \text{despejando} \quad f = M/d$$

$$f = 11.92 / 0.8 = 14.9 \text{ T} = 14\,900 \text{ kg.}$$

$$f_{act} = 14\,900 / (1.3 \cdot 30) = 382.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{de donde} \quad P_{act} = 382.05 \cdot 0.6 \cdot 10 =$$

$$P_{act} = 2\,292.30 \text{ kg} < P_{res}$$

Por lo tanto la soldadura la diseñaremos con la fuerza resistente de la siguiente manera :

**Esfuerzo de trabajo de la soldadura:**

$$f_v = 11\,385 / (2 \cdot 10) = 569.5 \text{ kg/cm}$$

**Esfuerzo permisible en la soldadura de filete con electrodo E 70. :**

$$F_t = 4\,921 \text{ kg/cm}^2$$

**Esfuerzo permisible en la garganta :**

$$F_v = 0.3 \cdot 0.7071 \cdot 4921 = 1\,043.89 \text{ kg/cm}^2$$

**Para un cordón de 10 cm de longitud :**

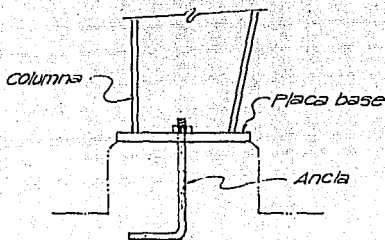
$$F_v = 1\,043.89 \cdot 10 = 10\,438.9 \text{ kg/cm.}$$

**Calculando el espesor de la soldadura :**

$$e = f_v / F_v = 569.5 / 10\,438.9 = 0.0545 \text{ cm}$$

como el  $e \ll$  espesor propuesto por lo tanto bien !!

**DISEÑO DE ANCLAS Y PLACA BASE :**



### **ANCLAS:**

*elementos mecánicos*

$$V_{act} = 2.20 \text{ ton.}$$

$$P_{ax} = 5.07 \text{ ton.}$$

*tomando como  $V = 2.20 \text{ ton.}$*

*proponemos 2 anclas  $O = 1''$  (2.54 cm)*

$$a_s = 5.06 \text{ cm}^2$$

*calculando el esfuerzo actuante por cortante :*

$$f_{act} = 2\ 200 / (5.06 \cdot 2) = 217.4 \text{ kg/cm}^2$$

*El esfuerzo permisible al cortante para el acero A-307 es :*

$$F_{perm} = 700 \text{ kg/cm}^2$$

*como el  $f_{act} < F_{perm}$*

*por lo tanto se acepta el diámetro de anclas propuesto.*

### **PLACA BASE:**

*Para el diseño de la placa base es necesario calcular el esfuerzo por aplastamiento en el dado, este esfuerzo debido a la carga axial de la columna se transmite a la placa base en forma de reacción.*

### CÁLCULO DEL ESFUERZO ACTUANTE EN EL CONCRETO :

$A1 =$  área de la placa base.

$A2 =$  área del dado.

de donde  $A1 = 40 \cdot 40 = 1\,600 \text{ cm}^2$

$$A2 = 45 \cdot 45 = 2\,025 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo actuante en el concreto será :

$$f_{act} = P / A = 5\,507 / 1\,600 = 3.44 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo resistente en el concreto es :

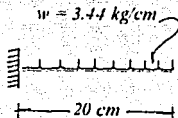
$$F_{res} = f'_R \cdot f \cdot c \cdot \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$

$$F_{res} = 0.8(0.8)(250) \sqrt{\frac{2,025}{1,600}}$$

$$F_{res} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

como  $f_{act} \ll F_{res}$  por lo tanto bien !!

Calculando el espesor de la placa por aplastamiento :





$$M = w l^2 / 2 = 3.44 \cdot 20^2 / 2 = 688 \text{ kg-cm}$$

$$Mu = 1.4 M = 1.4 \cdot 688 = 963.2 \text{ kg-m}$$

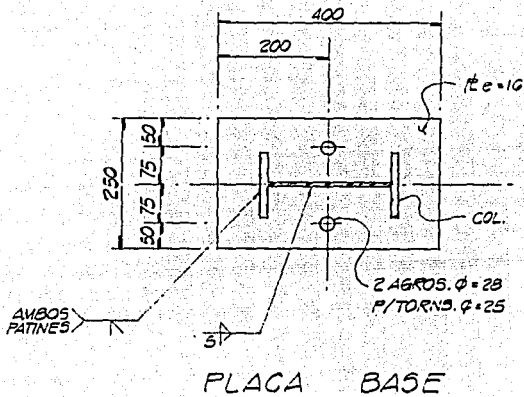
**CÁLCULO DEL ESPESOR DE LA PLACA :**

$$e = \sqrt{\frac{6Mu}{0.9f_y}}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \cdot (963.2)}{0.9 \cdot (2530)}}$$

$$e = 1.59 \text{ cm}$$

dejaremos un espesor de placa  $e = 1.6 \text{ cm} = 16 \text{ mm}$



## CAPITULO VII

### CIMENTACION

*La cimentación de la estructura industrial que es objeto de esta tesis se analizará y diseñará conforme a los requisitos establecidos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto en virtud de que el predio en que se ubicará la estructura se encuentra en San Cristóbal Ecatepec, Edo. de Méx., que forma parte del área conurbada de la cd. de México.*

*Dada la importancia menor de las cargas que esta estructura transmite al suelo, el estudio de Mecánica de suelos no fue extensivo y se redujo a pozos a cielo abierto que permitieron definir que la estructura podía desplantarse con zapatas aisladas a un metro bajo el terreno natural y con una capacidad de carga de trabajo de  $6.5 \text{ T/M}^2$ . El predio se ubica en una zona idéntica a la III del Reglamento que es lacustre y esta integrada por depósitos de arcilla altamente comprimidos, separado por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla.*

*No se prevén hundimientos diferenciales bajo la capacidad de carga de diseño, tampoco se prevén efectos a corto o largo plazo por efecto del hundimiento regional.*

*Únicamente se diseñará la cimentación considerando el estado límite de falla tomando en cuenta los efectos de viento y la carga vertical.*

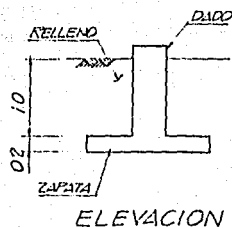
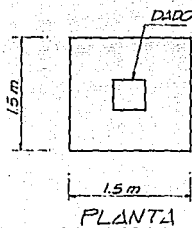
## ELEMENTOS MECÁNICOS (RESUMEN)

MARCO	APOYO	COMB DE CARGA	FUERZA AXIAL	CORTANTE
3,2	1 = 2	1) Y 2)	5.50	1.03
3,2	1 = 2	3)	3.77	1.91
3,2	1 = 2	4)	3.29	1.79
3,2	1 = 2	5)	4.47	2.20

Para el diseño de la cimentación lo haremos con la combinación 5 del marco 2,3 ya que es la que presenta los mayores esfuerzos en el terreno.

Cabe mencionar que de los resultados del análisis por computadora para las combinaciones 3, 4 y 5 se dividieron entre 0.75 para obtener elementos mecánicos al 100 %.

### GEOMETRÍA PROPUESTA DE CIMENTACIÓN :



### Cálculo de $P_o$

$$P_o \text{ cim} = 1.5 \times 1.5 \times 0.2 \times 2.4 = 1.08 \text{ T.}$$

$$P_o \text{ dado} = 0.5 \times 0.5 \times 1.0 \times 2.4 = 0.60 \text{ T.}$$

$$P_o \text{ rell} = (1.5 \times 1.5 - 0.25) \times 0.8 \times 1.6 = 2.56 \text{ T.}$$

$$P \text{ cim} = 4.24 \text{ T.}$$

### Revisión por volteo:

$$M_{act} = 2.20 \cdot 1.2 = 2.64 \text{ t-m}$$

$$M_{res} = (4.24 + 4.47) \times 0.75 = 6.53 \text{ t-m}$$

### REVISIÓN POR VOLTEO

$$\text{Factor de Seguridad } F.S = 6.53 / 2.64 = 2.47 > 1.5$$

por lo tanto bien !!

### ESFUERZOS EN EL TERRENO:

$$\text{excentricidad } e = M/P = 2.64 / 8.71 = 0.30 \text{ m}$$

$$\sigma_{1,2} = P/A [1 \pm (6 \cdot e / l)] = (4.47 / 2.25) \cdot [1 \pm (6 \cdot 0.3 / 1.5)] =$$

$$\sigma_1 = 4.37 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = -0.3 \approx 0$$

$$\text{como } \sigma_{1,2} < 6.5 \text{ ton./m}^2$$

por lo tanto se acepta el área de cimentación.

*Cálculo del Acero de refuerzo por flexión.*

$$M = 4.37 \cdot 0.75^2 / 2 = 1.23 \text{ t-m}$$

$$Mu = 1.1 \cdot 1.23 = 1.353 \text{ t-m}$$

$$\text{con } b = 100 \text{ cm} \quad d = 15 \text{ cm}$$

*Cálculo de la cuantía de refuerzo,  $\rho$ :*

$$f''c = 0.8 \cdot 0.85 \cdot f'c$$

$$f''c = 0.8 \cdot 0.85 \cdot 250 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q = Mu / (Fr \cdot b \cdot d^2 \cdot f''c)$$

$$Q = 1.353 \times 10^5 / (0.9 \cdot 100 \cdot 15^2 \cdot 170) = 0.039$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2Q}$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.039)} = 0.04$$

$$\rho = q \cdot f''c / Fy$$

$$\rho = 0.040 \cdot 170 / 4200 = 0.001623$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{Fy} = 0.00264$$

como  $\rho < \rho_{min}$

por lo tanto usar  $As_{min} = 5.28 \text{ cm}^2$

### **SEPARACIÓN Y DIÁMETRO DE VARILLAS:**

usando varillas del # 4  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

separación =  $S = 127 / 5.28 = 24.05 \text{ cm}$

colocaremos varillas del # 4 en ambos sentidos @ 20 cm.

### **REVISIÓN POR CORTANTE:**

como viga ancha :

cortante resistente :

como  $p < 0.01$

$$V_{cr} = f'_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 30p) \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_{cr} = 0.8 \cdot (100) \cdot (15) \cdot (0.2 + 30 \cdot (0.00264)) \cdot \sqrt{200} =$$

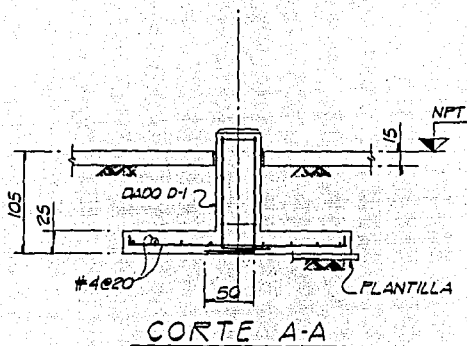
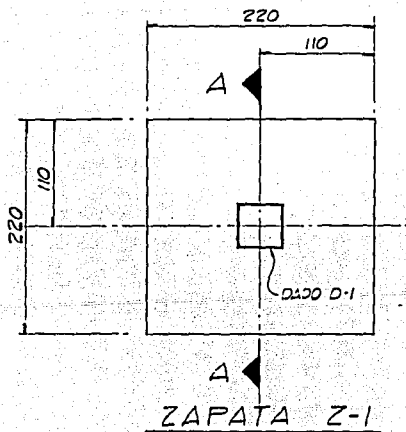
$$V_{cr} = 4738.2 \text{ kg}$$

cortante actuante :

$$V_{act} = w \cdot l = 4370 \cdot 0.75 = 3277.5 \text{ kg}$$

como  $V_{act} < V_{cr}$

por lo tanto se acepta la cimentación.



## **RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN :**

- 1.- Se harán las excavaciones mínimas posibles.*
- 2.- La profundidad mínima de desplante se hará a 1.0 m.*
- 3.- Una vez hecha la excavación se colocará una plantilla de concreto pobre de  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$  de 5 cm de espesor.*
- 4.- Se procederá a habilitar el acero de refuerzo de la zapata y del dado, una vez habilitado se colará la zapata a paño de excavación con concreto  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  posteriormente se colocará la cimbra para el dado, antes de colar el dado, se colocarán las anclas que quedarán ahogadas en el concreto una vez colado el dado.*
- 5.- Se recomienda que se realicen los " curados " (riegos) a la zapata durante por lo menos 7 días, para asegurar que el concreto alcance su máxima resistencia.*
- 6.- Una vez hecha la cimentación se procederá a rellenar la excavación. El relleno se hará con producto de banco en capas de 15 cm, compactándolo en cada capa con equipo manual.*
- 7.- Una vez hecho lo anterior se procederá al montaje de la estructura. Para lo cual las columnas traerán soldada la placa base que se conectará con las anclas ya habilitadas en los dados.*



## CAPITULO VIII.

### CONCLUSIONES

- 1.- *El uso de marcos de alma llena con barras de sección variable es una alternativa conveniente para la construcción de naves industriales en zonas altamente desarrolladas en las que esos marcos pueden construirse con tecnologías avanzadas.*
- 2.- *La presencia de barras de sección variable tiene repercusiones en el análisis y diseño de los marcos; si el proyectista no está consciente de ello puede incurrir en errores graves del lado de la inseguridad.*
- 3.- *En el análisis hay que tener en cuenta que las propiedades elásticas (rigidez, factores de distribución y transporte) son diferentes en una barra de sección variable respecto a otra de sección constante. La comprensión de esas diferencias queda clara si se conocen los fundamentos teóricos de esas propiedades elásticas. Para cuantificar las diferencias pueden aplicarse métodos de computadora, métodos numéricos como el de Newmark y métodos gráficos como las tablas gráficas de la Portland Cement Association.*
- 4.- *En el diseño de las vigas la sección variable involucra que en el par de flexión la componente de compresión es inclinada y afecta el estado de fuerzas en el alma, generalmente en forma favorable pero eventualmente en forma desfavorable por lo que este efecto no puede omitirse.*
- 5.- *En el diseño de columnas la sección variable introduce la incógnita de cuál es el momento de inercia que debe tomarse para la revisión de carga crítica por pandeo. En el capítulo VI se da un criterio teórico y práctico para resolver este problema.*

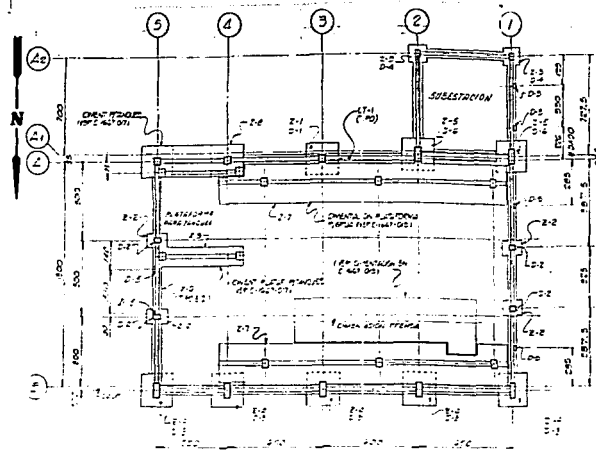
6.- *Un cálculo estructural será de buena calidad cuando el modelo que se adopte para el análisis y diseño represente adecuadamente el comportamiento real de la estructura y cuando el ingeniero proyectista tenga bases sólidas en los fundamentos teóricos del análisis y diseño estructural. El empleo de modelos inadecuados y la aplicación de programas en forma indiscriminada sin un conocimiento real de sus alcances conduce necesariamente a realizar proyectos incorrectos que pueden generar problemas graves de comportamiento en la obra.*

## BIBLIOGRAFIA

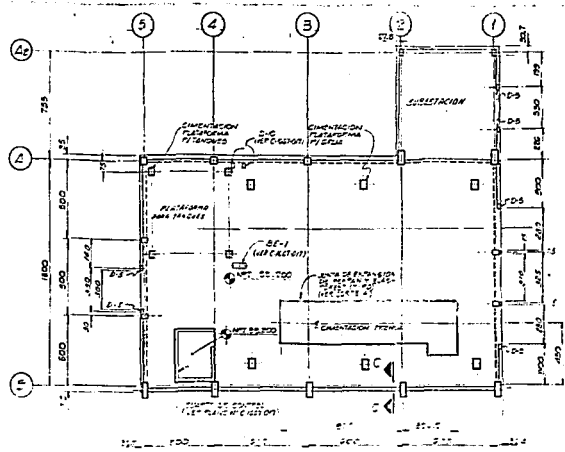
- Bresler, Lin y Scalzi. "Diseño de Estructuras de Acero". Edit. Limusa-Wiley, S.A. México, D. F. 1973.
- Castillo, Heberto. "Teoría de las Estructuras". México, D. F. 1963.
- Comisión Federal de Electricidad. "Manual de Obras Civiles, Diseño por viento".
- G. C. Lee, M. L. Morrell, R. L. Ketter, "Desing of Tapered Members". WRC Bulletin 173. Jun. 1972
- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. "Manual de Construcción en Acero" Edit. Limusa-Noriega Editores. Volumen 1 y 2. México, D. F. 1990 y 1993 (respectivamente).
- John E. Lothers. "Diseño de Estructuras Metálicas". Edit. Prentice/Hall Internacional. Englewood Cliffs, New Jersey. 1973.
- M.L. Morrell, G. C. Lee. "Allowable Stresses for Web-Tapered Beams with Lateral Restraints". WRC Bulletin 192. 1974.
- Manual AHMSA. "Construcción de Acero". México, D. F. 1975.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias ( Estructuras de Concreto ). México, D. F. 6 de Julio de 1987.
- Yuan-Yu Hsieh. "Teoría Elemental de Estructuras". Edit. Prentice/Hall Internacional. Englewood Cliffs, New Jersey. 1973.

**APENDICE**

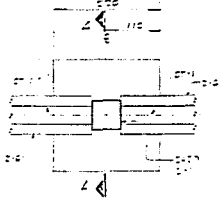
**PLANOS ESTRUCTURALES DE LA NAVE INDUSTRIAL USADA COMO  
EJEMPLO DE APLICACION**



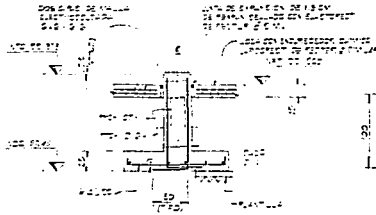
CIMENTACION PLANTA A



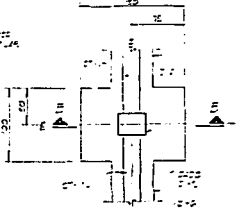
LOSA DE PISO PLANTA B



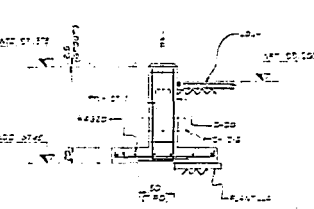
BARRA E-1



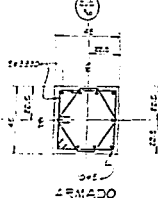
CORTE A-A



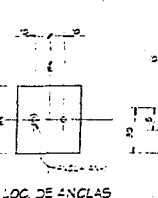
BARRA E-2



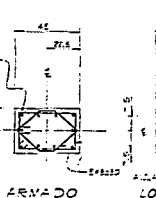
CORTE E-E



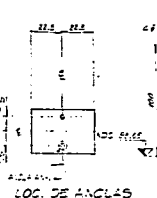
ARMADO



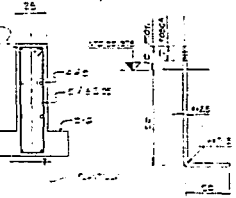
LOC. DE ANCLAS



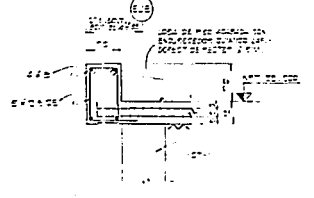
ARMADO



LOC. DE ANCLAS



CONTADORES EN ACILA ANCLAS



CORTE C-C

- ABREVIATURAS**
- ACILA: ACILA DE CONCRETO
  - ACILA: ACILA DE CONCRETO
  - ACILA: ACILA DE CONCRETO
  - ACILA: ACILA DE CONCRETO
  - ACILA: ACILA DE CONCRETO
  - ACILA: ACILA DE CONCRETO
  - ACILA: ACILA DE CONCRETO
  - ACILA: ACILA DE CONCRETO
  - ACILA: ACILA DE CONCRETO
  - ACILA: ACILA DE CONCRETO

- NOTAS GENERALES**
1. SE DEBE DE TENER EN CUENTA...
  2. SE DEBE DE TENER EN CUENTA...
  3. SE DEBE DE TENER EN CUENTA...
  4. SE DEBE DE TENER EN CUENTA...
  5. SE DEBE DE TENER EN CUENTA...
  6. SE DEBE DE TENER EN CUENTA...
  7. SE DEBE DE TENER EN CUENTA...
  8. SE DEBE DE TENER EN CUENTA...
  9. SE DEBE DE TENER EN CUENTA...
  10. SE DEBE DE TENER EN CUENTA...

CIMENTACION Y LOSA PISO PLANTA, CORTES Y DETALLES C-1007-COB

ESTRUCTURA Y/O CIVIL  
 PARA EL DISEÑO DE LA OBRERA  
 PROYECTO DE LA OBRERA  
 DE LA OBRERA  
 ESTRUCTURA Y/O CIVIL  
 PARA EL DISEÑO DE LA OBRERA  
 PROYECTO DE LA OBRERA  
 DE LA OBRERA

FALLA DE ORIGEN

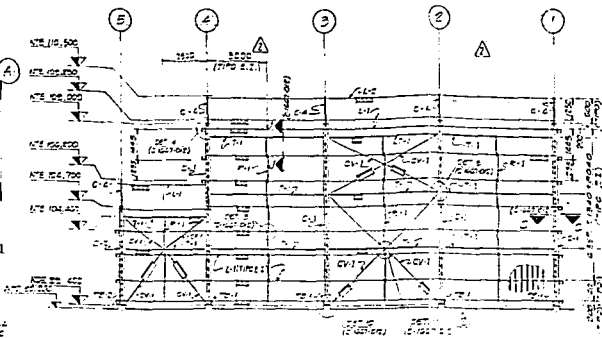
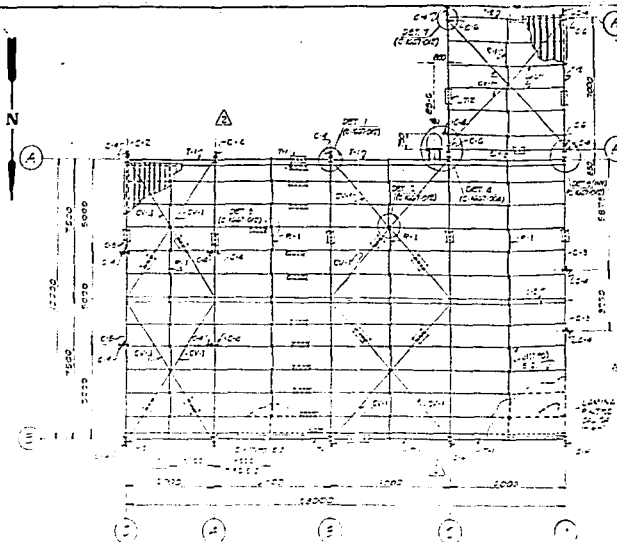
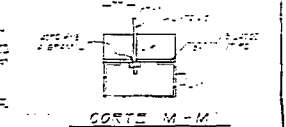
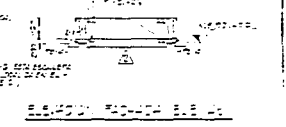
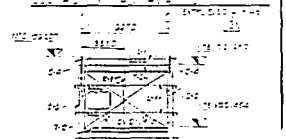
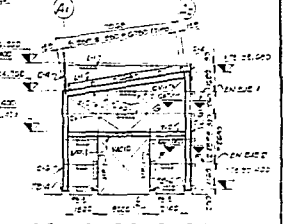
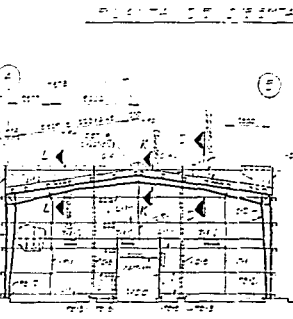


TABLA DE PERFILES		
MARCA	DESCRIPCION	OBSERVACIONES
C-1	PERFIL C-100	
C-2	PERFIL C-150	
C-3	PERFIL C-200	
C-4	PERFIL C-250	
C-5	PERFIL C-300	
C-6	PERFIL C-350	
C-7	PERFIL C-400	
C-8	PERFIL C-450	
C-9	PERFIL C-500	
C-10	PERFIL C-550	
C-11	PERFIL C-600	
C-12	PERFIL C-650	
C-13	PERFIL C-700	
C-14	PERFIL C-750	
C-15	PERFIL C-800	
C-16	PERFIL C-850	
C-17	PERFIL C-900	
C-18	PERFIL C-950	
C-19	PERFIL C-1000	

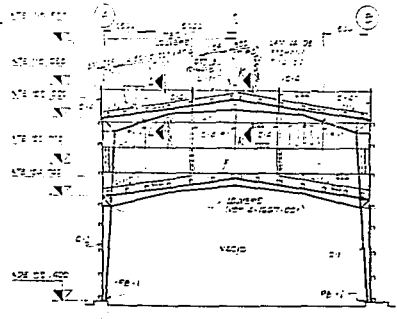


**NOTAS**

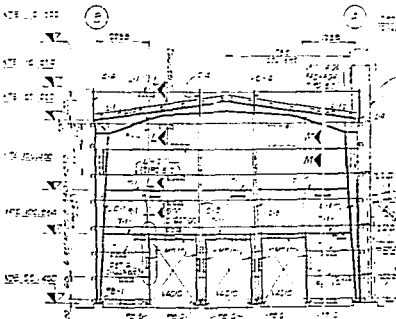
1. DIMENSIONES EN MILIMETROS
2. VER NOTAS DE ESPECIFICACIONES
3. VER NOTAS DE ESPECIFICACIONES
4. VER NOTAS DE ESPECIFICACIONES



ELEVACION FABRICA EJE D



ELEVACION FABRICA EJE A



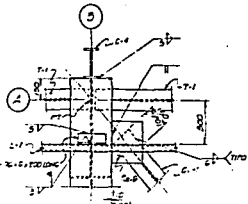
ELEVACION FABRICA EJE B

ESTRUCTURA DE CUBIERTA  
PLANTA Y ELEVACIONES C-1667-010

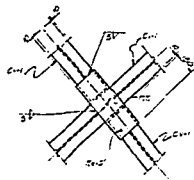
FALLA DE ORIGEN

1. SERVICIOS DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
2. INGENIERIA DE ESTRUCTURAS Y ARQUITECTURA  
3. INGENIERIA DE ESTRUCTURAS Y ARQUITECTURA  
4. INGENIERIA DE ESTRUCTURAS Y ARQUITECTURA

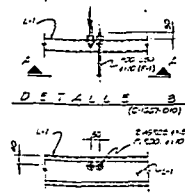
INGENIERO RESPONSABLE: FRANCISCO J. TORRES  
INGENIERO: JUAN CARLOS RAMIREZ



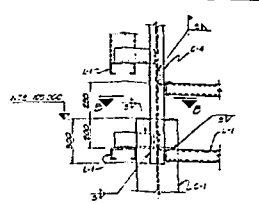
DETALLE 1 (C-1667-001)



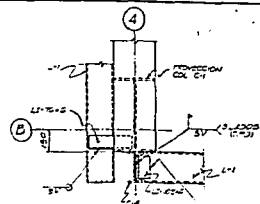
DETALLE 2 (C-1667-002)



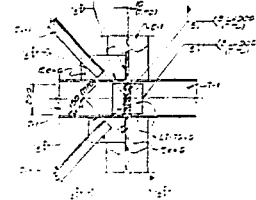
DETALLE 3 (C-1667-003)



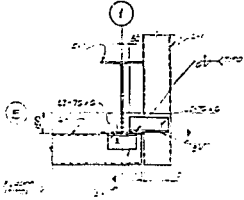
DETALLE 4 (C-1667-004)



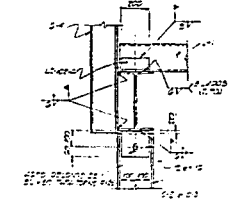
CORTE B-B (C-1667-005)



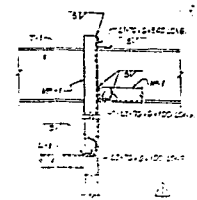
CORTE A-A (C-1667-006)



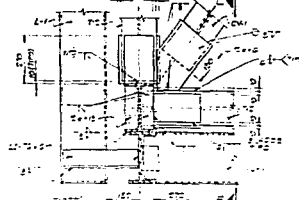
CORTE C-C (C-1667-007)



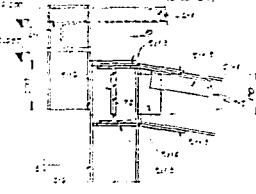
CORTE D-D (C-1667-008)



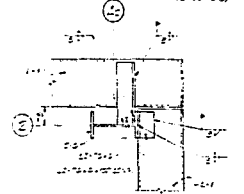
DETALLE 5 (C-1667-009)



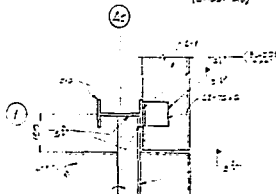
CORTE E-E (C-1667-010)



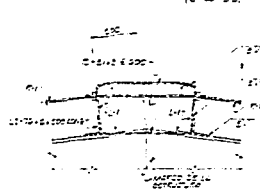
CORTE F-F (C-1667-011)



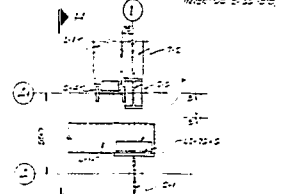
VISTA G-G (C-1667-012)



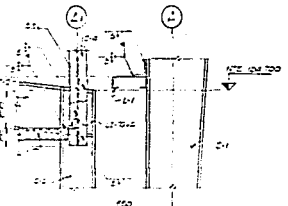
VISTA H-H (C-1667-013)



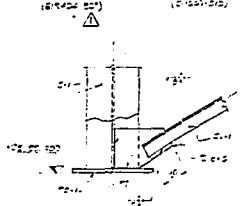
DETALLE 6 (C-1667-014)



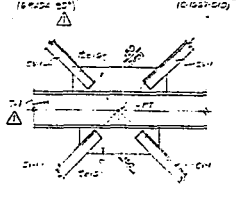
DETALLE 7 (C-1667-015)



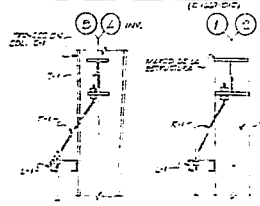
CORTE I-I (C-1667-016)



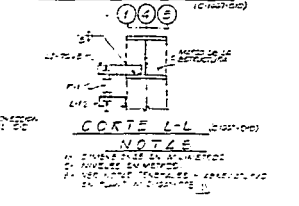
DETALLE 10 (C-1667-017)



DETALLE 11 (C-1667-018)



CORTE J-J (C-1667-019)



CORTE K-K (C-1667-020)

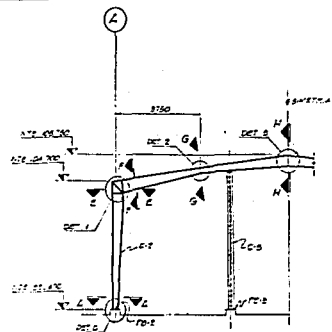
ESTRUCTURA DE COBERTA  
CORTE Y DETALLES C-1667-012

ESTUDIO REALIZADO POR: ARQUITECTOS EN MIEMBROS  
EN ESTA OFICINA DE ESTUDIOS ARQUITECTONICOS, S.A. DE C.V.  
PROYECTO: ESTUDIO DE LAS OBRAS DE RECONSTRUCCION Y REFORMA DE LA  
DE LA OFICINA ARQUITECTONICA

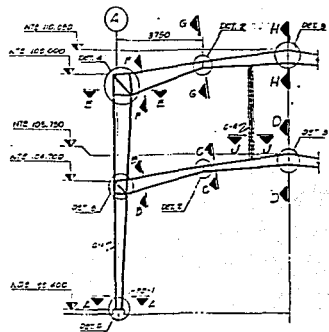
PROYECTO REALIZADO POR: ARQUITECTOS EN MIEMBROS  
EN ESTA OFICINA DE ESTUDIOS ARQUITECTONICOS, S.A. DE C.V.

ING. VICENTE J. JUAN ANZOLA RAMIREZ

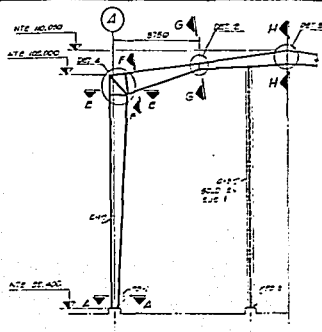
FALLA DE ORIGEN



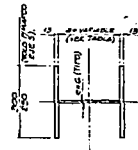
MARCO E.E. 3



MARCO E.E. 4

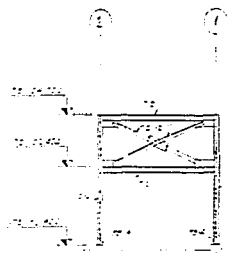


MARCOS E.E. 1, 2 y 3

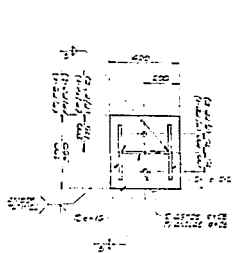


SECCION TIPICA DE MARCOS

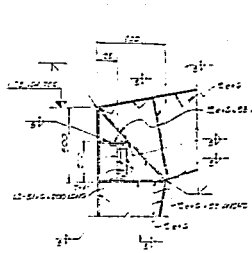
MARCO	SECCION E-E	DIMENSIONES				SECCION F-F	SECCION G-G	SECCION H-H
		SECCION B-B	SECCION C-C	SECCION D-D	SECCION E-E			
E.E. 3	274	—	—	—	274	274	274	274
E.E. 4	274	474	274	474	774	774	374	274
E.E. 1, 2 y 3	274	—	—	—	774	774	274	274



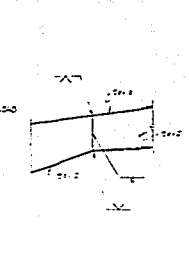
MARCO E.E. 3



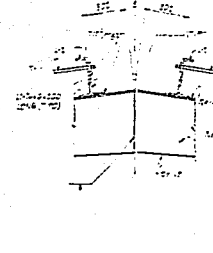
MARCO E.E. 4



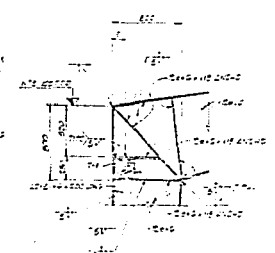
MARCOS E.E. 1, 2 y 3



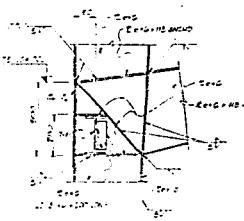
MARCOS E.E. 1, 2 y 3



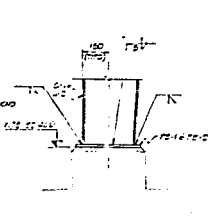
MARCOS E.E. 1, 2 y 3



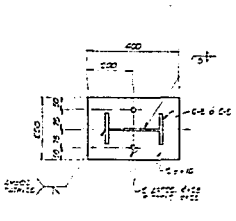
MARCOS E.E. 1, 2 y 3



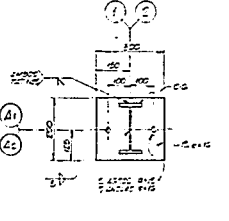
MARCO E.E. 3



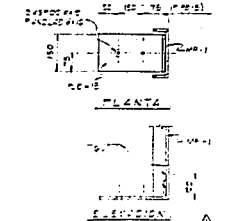
MARCO E.E. 4



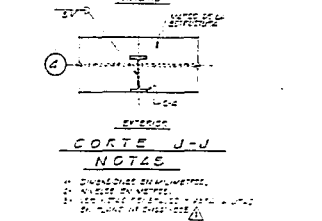
MARCOS E.E. 1, 2 y 3



MARCOS E.E. 1, 2 y 3



MARCOS E.E. 1, 2 y 3



MARCOS E.E. 1, 2 y 3

ESTRUCTURA DE CUBIERTA  
MARCOS, CORTES Y DETALLES C-1667-011

1. INTRODUCCION  
2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA  
3. METODOLOGIA DE TRABAJO  
4. RESULTADOS  
5. CONCLUSIONES  
6. BIBLIOGRAFIA

FALLA DE ORIGEN