

300613

5  
2eg



# Universidad La Salle

ESCUELA DE INGENIERIA

MARCOS RIGIDOS EN GELOSIA COMO UNA ALTERNATIVA  
ECONOMICA AL SISTEMA DE MARCOS DE ALMA LLENA

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**T E S I S**

Que para obtener el Titulo de  
INGENIERO CIVIL

presenta

**LETICIA ARGUELLES KUBLI**

México, D. F.

1988



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 esta 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.

## INDICE.

1.	<b>LAS ESTRUCTURAS DE ACERO EN EDIFICIOS INDUSTRIALES.</b>	
1.1.	<i>El acero como material estructural.</i>	3
1.2.	<i>Edificios industriales.</i>	4
1.3.	<i>Descripción de los sistemas de construcción a base de marcos rígidos.</i>	5
1.4.	<i>Comportamiento estructural de los elementos de los sistemas a base de marcos rígidos.</i>	7
1.5.	<i>Definición del tipo de estructura en estudio.</i>	11
II.	<b>MARCOS EN CELOSIA: DISEÑO.</b>	
II.1.	<i>Procedimientos de diseño y especificaciones.</i>	21
II.2.	<i>Geometría de las estructuras en estudio.</i>	23
II.3.	<i>Determinación de las acciones sobre la estructura.</i>	23
II.4.	<i>Prediseño.</i>	
	A) <i>Formación del modelo matemático.</i>	28
	B) <i>Elementos mecánicos de prediseño.</i>	30
II.5.	<i>Revisión de desplazamientos y esfuerzos. Selección de perfiles para los miembros principales.</i>	38
II.6.	<i>Modelo matemático para el análisis definitivo.</i>	43
II.7.	<i>Determinación de elementos mecánicos en la estructura.</i>	59
II.8.	<i>Revisión del comportamiento de la estructura bajo condiciones de servicio.</i>	73
II.9.	<i>Diseño definitivo de la estructura.</i>	83
II.10.	<i>Planes de diseño.</i>	97

### III. CONEXIONES Y CUANTIFICACION DE MATERIALES.

III.1. Conexión de miembros principales.	103
III.2. Conexiones de la celosía a los miembros principales.	107
III.3. Cuantificación de materiales.	120

### IV. MARCOS RIGIDOS DE ALMA LLENA.

IV.1. Características geométricas y secciones del marco rígido de alma llena para comparación.	126
IV.2. Cuantificación de materiales.	127

### V. COMPARACION ECONOMICA ENTRE MARCOS RIGIDOS DE CELOSIA Y MARCOS DE ALMA LLENA.

V.1. Costo de materiales.	133
V.2. Procesos de fabricación y montaje.	135
V.3. Costo de mano de obra.	137
V.4. Costo global.	138

### VI. CONCLUSIONES.

141

Indice de figuras.	144
Bibliografía.	146
Referencias.	148

INTRODUCCION.

## INTRODUCCION.

La función primordial de una estructura es transmitir las cargas vivas verticales y el peso de las instalaciones, cubiertas, muros y cancelas, a la cimentación, y eventualmente al terreno. Además, la estructura deberá resistir otro tipo de solicitaciones, como los empujes de viento al impedir el libre flujo de las corrientes de aire, o las fuerzas de inercia ocasionadas, durante un temblor, por el movimiento del terreno en que se asienta.

Para obtener estructuras económicas deben minimizarse las solicitaciones que han de resistir, lo que puede lograrse reduciendo las cargas o utilizando sistemas estructurales que las transmitan al terreno de la manera más eficiente posible.

Las cargas vivas y ciertas cargas muertas, no pueden reducirse en general, pues constituyen la razón de ser de las estructuras; en cambio sí puede disminuirse el peso propio y con él, los efectos ocasionados por los sismos.

El sistema estructural más eficiente suele ser el que resiste las fuerzas accidentales horizontales, de sismo o viento, con el menor incremento de material por encima del necesario para soportar las inevitables cargas permanentes.

El estudio a que se refiere esta tesis está enfocado a la búsqueda de sistemas estructurales ligeros que minimicen no solo el peso propio de la estructura y con ello las solicitaciones accidentales que sobre ella actúan, sino que también redunden en construcciones económicas que respondan a las necesidades industriales inmediatas del país.

#### OBJETIVO.-

Estudiar a los marcos en celosía como alternativa económica a los marcos rígidos de alma llena.

- a) Diseñar un marco rígido diferente, estético y funcional, que sea además ligero y económico.
- b) Demostrar la economía del sistema diseñado.
- c) Determinar un rango de aplicación para el sistema en estudio.

#### ANTECEDENTES.-

En 1889 se exhibió en París un arco en celosía durante una exhibición Mundial de Pabellones; este arco tenía un claro de 365 pies (11.25m.). FIG. A. Este es el vestigio más antiguo de los marcos en celosía. Es en Europa en donde se empezaron a diseñar estructuras de alma abierta de poca importancia y aplicaciones limitadas, como este pabellón.

Actualmente existen pocas estructuras formadas por marcos de celosía en la República Mexicana. Estas estructuras son escasas por su poca popularidad, producto del desconocimiento del sistema, y de la creencia que un marco robusto y de alma llena es más seguro que una estructura de alma abierta.

Un ejemplo palpable de un sistema estructural formado por marcos de celosía es el Hangar de la compañía Mexicana de Aviación, ubicado en el Aeropuerto de la Ciudad de México, FIG. B1.

Esta estructura tiene un claro libre de 135 metros y una altura de 24.4 mts., con un peso total de 1,060 toneladas, lo que corresponde a un valor medio de 125 Ton/m<sup>2</sup>.

En contraste con los problemas científicos, los problemas de proyectos no tienen soluciones únicas; es absurdo por ejemplo exigir la respuesta correcta a uno de estos problemas porque no hay una única. En efecto una buena respuesta hoy puede convertirse en "mala" mañana, si aumentan nuestros conocimientos en ese período.

El proyecto tiene un objetivo auténtico: la obtención de un resultado final mediante una acción definida o por la creación de algo que tenga realidad física. La palabra proyecto en ingeniería encierra diferentes significados para distintas personas, pero desde el punto de vista ingenieril proyectar, es un proceso en el que se emplean las herramientas de la ingeniería, matemáticas, gráficos e idioma y los principios científicos, con el objeto de desarrollar un plan que, cuando se lleve a cabo hasta su terminación, ha de satisfacer una necesidad humana.

De acuerdo con estos principios el proyecto objeto de esta tesis trata de un trabajo práctico que pretende encontrar un sistema económico y funcional para hacer más versátil el ramo de la construcción de estructuras metálicas.

Se estima que una estructura a base de celosías es menos pesada que una de alma llena y por consiguiente más económica. Así mismo - al tratarse de una estructura metálica se sabe que sus aplicaciones son muy amplias.

#### PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA POR ANALIZAR.-

Se propone diseñar un marco rígido de acero en celosía, el cual tendrá un peso propio reducido. Para el diseño se elegirá un tipo de cubierta que cumpla con las exigencias de la construcción moderna, y se analizarán tres casos diferentes tomando los más comúnmente usados en las industrias en el Distrito Federal. La geometría de las celosías se elegirá en base a la facilidad de fabricación y a la factibilidad del uso de perfiles laminados existentes en el mercado. Fig. C.

Habiendo llegado a un diseño óptimo de marcos en celosía se hará la comparación con un marco de alma llena de igual acometida, evaluando los siguientes aspectos:

- a) Comportamiento ante cargas verticales.
- b) Comportamiento ante presión de viento.



- c) Comportamiento sísmico.
- d) Economía.
- e) Facilidad de fabricación, montaje y conexiones.
- f) Posible aceptación en el mercado.

**ALCANCES.-** 1. Esta tesis es un estudio práctico sobre la conveniencia del uso de marcos en celosía, por lo que se enfocará exclusivamente al diseño estructural de los marcos y a su análisis - económico y funcional, quedando fuera de su alcance los métodos de análisis estructural. Se usarán programas de computadora existentes para analizar los sistemas.

Se diseñarán y optimizarán los marcos de celosía propuestos, así como los marcos de lama llena de idéntica geometría para posteriormente cuantificar los materiales requeridos en cada alternativa y evaluar su economía.

- 2. El estudio realizado se basará en las normas y requisitos que establece el reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
- 3. La revisión y diseño de los perfiles metálicos se hará de acuerdo a las normas del American Institute of Steel Construction 1976.

El análisis se limita al uso de cubiertas de lámina galvanizada pudiendo ser sustituido éste por otro de peso similar, para cubiertas más pesadas como el asbesto se deberá realizar un nuevo análisis.

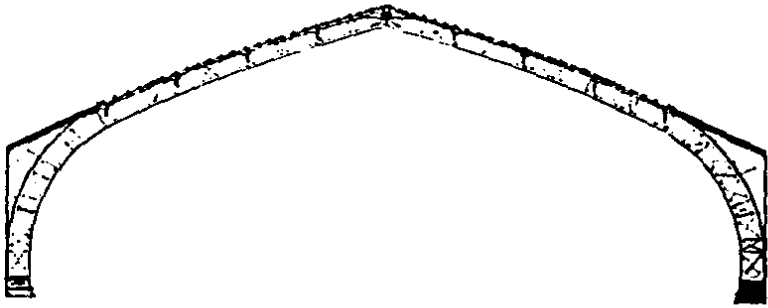


FIG. A.

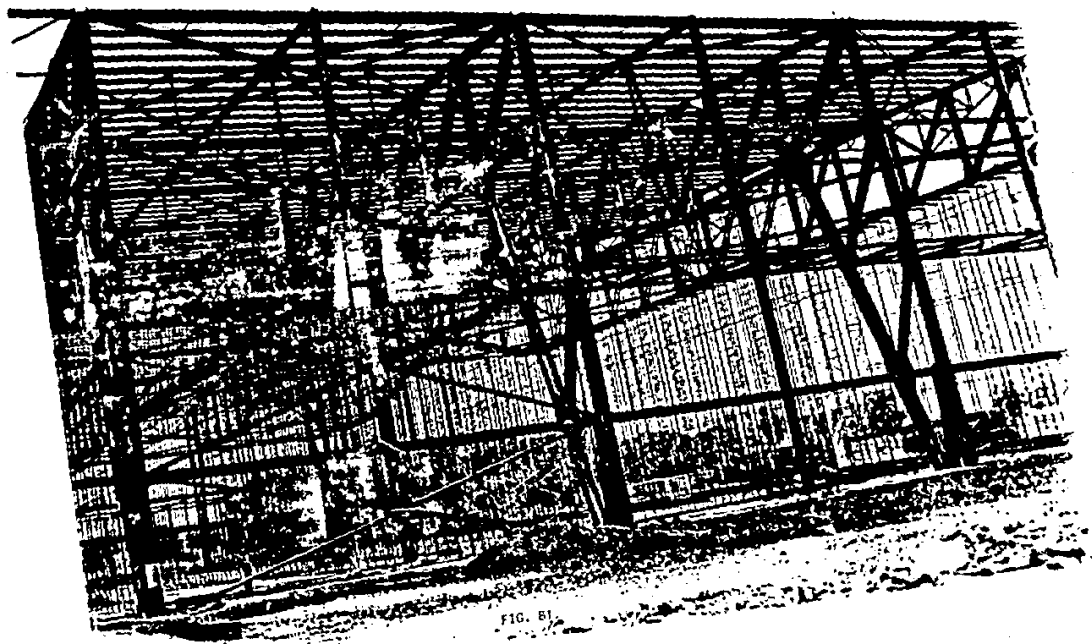


FIG. 81

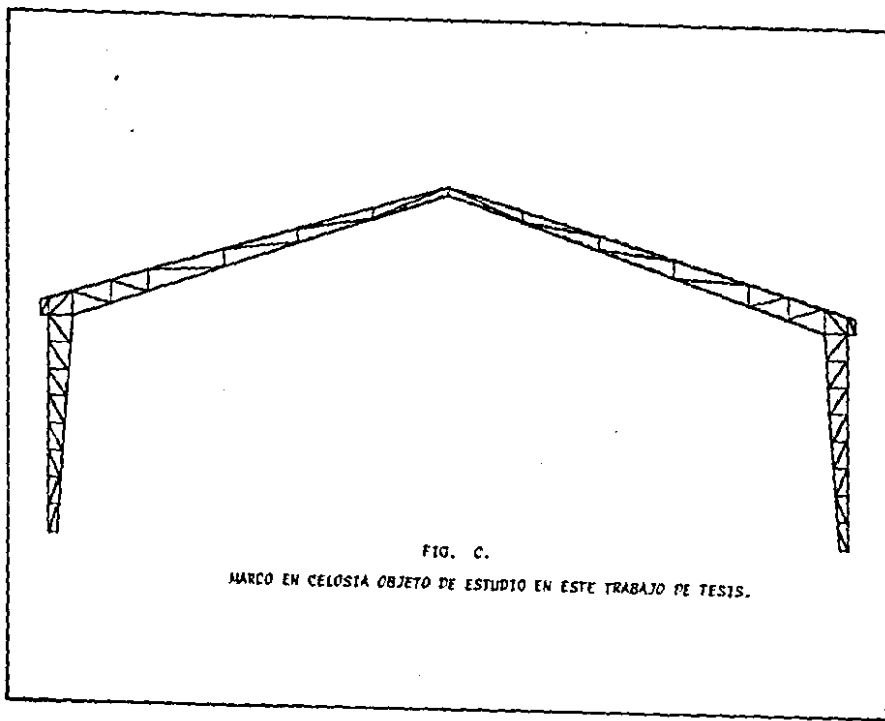


FIG. C.

MARCO EN CELOSÍA OBJETO DE ESTUDIO EN ESTE TRABAJO DE TESIS.

**CAPITULO 1. LAS ESTRUCTURAS DE ACERO EN EDIFICIOS  
INDUSTRIALES.**

---

## CAPITULO 1.- LAS ESTRUCTURAS DE ACERO EN EDIFICIOS INDUSTRIALES.

---

- 1.1.- EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.
- 1.2.- EDIFICIOS INDUSTRIALES.
- 1.3.- DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN A BASE DE MARCOS RIGIDOS Y MARCOS DE CELOSTIA.
- 1.4.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS DE LOS SISTEMAS ANTERIORES.
- 1.5.- DEFINICIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURA EN ESTUDIO.

## 1.1.- EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.

En las estructuras modernas propias de la ingeniería civil existen dos materiales de particular importancia, el acero y el concreto, y en muchos países es también común el uso de la madera como material estructural, pero entre nosotros su empleo es casi nulo.

El acero estructural tiene ventajas importantes cuando se pretende cubrir grandes áreas con pocos apoyos intermedios y cubiertas ligeras, para lo que se requieren estructuras de claros considerables. El peso propio de la estructura representa un porcentaje importante en la carga total de diseño, que es significativo en las estructuras de acero y excesivo en las de concreto reforzado.

Su reducido peso propio, la facilidad que ofrece para colgar o apoyar de ella maquinaria y equipo, la sencillez con que se modifica o amplía cuando así se requiere; convierten al acero estructural en el material más adecuado para la construcción de naves industriales.

Al tener un menor peso la estructura, se logra una gran economía en la cimentación y se tienen sollicitaciones sísmicas reducidas, -- otras ventajas son, su ductilidad y capacidad de admitir deformaciones inelásticas sin sufrir daños importantes, así como su mayor resistencia, que permite obtener elementos estructurales de dimensiones menores.

En esta época de alto costo del dinero, las construcciones metálicas proporcionan un gran ahorro, al disminuir el tiempo total de construcción, debido a que al mismo tiempo que se construye la cimentación, puede fabricarse la estructura fuera de la obra, dejando para después solamente el montaje.

Para mejorar la competitividad de la industria de la construcción en acero, el ingeniero, tendrá que preocuparse por todos los aspectos que redundan en estructuras económicas, funcionales y de mejor calidad. [1].

En respuesta a esta necesidad de idear nuevas soluciones para sistemas estructurales, el proyecto presentado en esta tesis pretende desarrollar un sistema diferente como alternativa a los marcos rígidos comunes, sistema que saldrá de las soluciones tradicionales para construcciones de poca altura.

-----

Los números romanos indican una referencia.

## 1.2.- EDIFICIOS INDUSTRIALES.

Generalmente los edificios industriales son edificios de uno o dos pisos como fábricas, talleres, almacenes e instituciones (escuelas, hospitales, apartamentos). Dentro de estas estructuras se pueden incluir también los gimnacios, arenas, iglesias, restaurantes, y terminales de transporte. Estos edificios pueden estar compuestos de marcos de acero o tener techos soportados por miembros de acero que descansan sobre muros de carga. El esqueleto del edificio puede ser rígido o articulado, puede ser un arco con dos o tres articulaciones, o puede ser un sistema de armaduras sobre columnas.

La estructura de un edificio es un esqueleto tridimensional, pero por lo general se considera como rígida en un plano solamente. La estructura plana que se obtiene de considerar solamente los elementos principales de la misma y/o la rigidez se llama "marco" y puede tener una altura de uno o más niveles. El término "marco" se usa en todas las estructuras y se utiliza para salvar el espacio entre columnas en el plano principal.

La elección de un sistema estructural se hace en ocasiones con base en las posibilidades económicas del cliente. De esta forma podría pensarse en que la solución más económica para un edificio industrial, consiste en un marco rígido con tensores o en un sistema de armaduras sobre muros, sin embargo deben también considerarse las necesidades de disponibilidad de espacio y estética.



### 1.3.- DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN A BASE DE MARCOS RÍGIDOS.

El marco rígido es una estructura con juntas resistentes a momentos. Los miembros están rigidamente conectados entre sí para impedir su rotación relativa cuando se aplican cargas. Los marcos rígidos desempeñan los mismos trabajos que las armaduras, con la ventaja de ser más económicos, de tener una mejor apariencia, y de proporcionar mayor altura libre. Existen marcos rígidos con columnas y trabes de sección variable y de sección constante; de techo a dos aguas o de techo plano, y con pendientes que varían entre el 8 y el 33%, de uno solo o varios claros, formados por perfiles laminados o por placas soldadas. Los marcos rígidos pueden ser económicos para claros desde 7 ó 9 m. a 70 m. o más.

Las vigas están destinadas a trabajar a flexión y soportan las cargas que actúan entre los diferentes apoyos sobre los que se distribuyen las mismas. Además cuando los apoyos son columnas, las vigas aseguran su unión. Para resistir la flexión, las vigas deben tener una inercia considerable en el sentido de su altura. Las vigas pueden ser de dos tipos: de alma llena y de celosía. La elección del tipo depende de la importancia de los esfuerzos que actúan sobre la viga.

Las columnas tienen como función trasladar a la cimentación el peso de la construcción. Dado el papel que desempeñan en las construcciones metálicas, las columnas son vigas que trabajan a flexocompresión, lo que da lugar a que su construcción sea más robusta que la de una viga. - Las columnas pueden también ser de alma llena o de celosía.

#### 1.3.a. VIGAS DE CELOSTIA.

Se conocen como vigas de celosía aquellas vigas en las que el alma llena está remplazada por un sistema de barras triangulares que se unen entre sí a los cordones.

Técnicamente las vigas de celosía se calculan como si todos los elementos estuvieran articulados en sus puntos de unión. [II]. Existen tres grupos de vigas de celosía: las "vigas simples", "complejas" y "compuestas"; pudiendo ser cada una de ellas de altura constante o variable. [III].

Las vigas simples se conocen también como vigas "reticulares" y están formadas por barras horizontales llamadas cordones y por barras que unen a los cordones conocidas como barras de triangulación. Los nudos son los puntos de intersección entre los ejes de las diferentes barras.

Existen tres sistemas de vigas simples:

- 1) El sistema WARREN, en el que las barras de triangulación están simétricamente inclinadas sobre la vertical. Fig. I.1.
- 2) El sistema PRATT, formado por barras verticales e inclinadas, de abajo hacia arriba hacia el eje de la viga. Fig. I.2.
- 3) El sistema HOWE, que es igual al sistema Pratt, pero con barras inclinadas en sentido inverso. Fig. I.3.

Las vigas complejas surgen a partir de un sistema de viga simple en el que se crean nudos secundarios que se unen entre sí o con nudos principales. La complejidad de la viga puede aumentarse por la creación de nudos terciarios. Estas vigas se emplean poco y solo se utilizan para grandes claros. Fig. I.4.

Las vigas compuestas están constituidas por varias triangulaciones que se montan unas sobre otras, y se utilizan por lo general solo para claros muy grandes.

### 1.3.b. COLUMNAS DE CELOSÍA.

Una columna de celosía está formada por una columna compuesta en la cual se reemplaza el alma por una celosía. Según la importancia de los esfuerzos, la celosía puede estar compuesta por una simple placa o por un perfil insertado entre dos ángulos. Fig. I.5.

La celosía sirve sobre todo para atirantar los cordones y para oponerse a la deformación de los elementos comprimidos, sin embargo, cuando la columna está flexionada trabaja también contra el esfuerzo cortante. Las columnas en celosía con frecuencia son utilizadas por su economía y porque dan al armazón un aspecto ligero, sin dejar por ello de asegurarle una solidez semejante a la de las columnas de alma llena.

#### 1.4.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS DE LOS SISTEMAS ANTERIORES.

Existe una gran similitud en el comportamiento de los diferentes elementos y formas estructurales, con excepción de los modos de falla como fatiga y fractura.

##### 1.4.a. MATERIAL.

Las dos características principales que describen el comportamiento de un material son "resistencia" y "ductilidad". La figura 1.6. muestra la curva esfuerzo-deformación característica de la mayoría de los aceros con aplicaciones estructurales. En la figura se marcan los cuatro rangos típicos de comportamiento: el rango elástico, el rango plástico, el rango de endurecimiento por deformación y el rango de esfuerzos más allá del esfuerzo último durante el cual ocurre la ruptura en una barra sometida a tensión.

La figura 1.7. muestra una ampliación de la porción inicial de la curva esfuerzo-deformación. La curva fue dibujada para acero ASTM A36 con un esfuerzo de fluencia  $F_y$  de 36.0 ksi. (2530 Kg/cm<sup>2</sup>). (11).

Después de iniciada la fluencia, existe un receso, y el esfuerzo en ese punto se denomina "esfuerzo de fluencia". Es uno de los aspectos característicos de los aceros estructurales. La magnitud de la zona de fluencia o "rango plástico" es considerable.

Al finalizar el receso empieza el endurecimiento por deformación con el consecuente incremento de esfuerzos.

Algunos especímenes no muestran un punto de fluencia superior. El resultado es una transición gradual de la región elástica a la plástica. La región designada como zona plástica, está compuesta realmente por dos regiones. La primera de ellas se llama flujo plástico restringido, no obstante que existe un flujo en parte de la sección transversal la deformación transversal está restringida por la parte elástica restante. La otra región se denomina flujo plástico no restringido, es una región en donde las deformaciones se incrementan marcadamente a un valor constante de fluencia, hasta el punto de endurecimiento por deformación.

#### 1.4.b. COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

El comportamiento de los elementos estructurales, vigas, columnas y conexiones; o el de los elementos que las forman (perfiles estructurales), es similar al de un espécimen sometido a una prueba de tensión.

Estos elementos presentan también una región inicial elástica, seguida de un flujo plástico restringido y de un flujo plástico no restringido. (IV).

**TENSION:** El flujo plástico local comienza generalmente al alcanzarse un esfuerzo promedio menor al esfuerzo de fluencia, debido a que en la práctica rara vez existe una alineación perfecta de cargas, y a que durante las operaciones de fabricación pueden introducirse variaciones en la sección transversal del miembro. La mayoría de los miembros estructurales contienen esfuerzos residuales (esfuerzos internos) que son inducidos al miembro durante la manufactura; bajo la aplicación de cargas externas su efecto combinado causaría una fluencia local. Al aplicar las cargas subsiguientes, la sección transversal completa fluirá bajo una carga correspondiente al valor de fluencia del material.

El punto de fluencia local corresponde al principio del flujo plástico restringido. Por ejemplo un miembro en tensión que esté ligeramente torcido fluirá localmente en un extremo antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia medio. Finalmente, sin embargo, la sección completa fluirá.

El punto en donde termina la región de flujo plástico contenido y comienza la región de flujo plástico no restringido corresponde al límite real de uso del miembro, caracterizado por una deformación significativa e incontrolable. De donde se deduce que el esfuerzo admisible para un miembro en tensión, no está basado en el límite proporcional (en donde el flujo plástico restringido empieza), sino en  $P/A \cdot F_y$ , que marca el punto en donde comienza el flujo plástico no restringido.

**FLEXIÓN:** La figura 1.8. muestra una reacción típica de la curvatura de momento para una sección compacta. Aquí una vez más observamos una región de flujo plástico contenido, que es en parte resultado de la fluencia prematura causada por esfuerzos residuales y concentraciones -- de esfuerzos, y en parte es resultado de la plasticificación gradual de la sección transversal, a medida que continúa la deformación.  $M_y$  es el momento al inicio de la fluencia,  $M_p$  es el momento plástico, y  $\theta$  es la cur-

1. Una sección compacta cumple con los requisitos de la secc. 1.5.1.4. AISC.

vatura en donde empieza el endurecimiento por deformación. Una curva de este tipo representa a un miembro flexionado bajo momento puro.

Después de la plasticación de la sección transversal se presenta una región de flujo plástico no restringido; esta acción caracteriza a las articulaciones plásticas, que son uno de los conceptos fundamentales del diseño plástico.

Como en el caso de los miembros sujetos a tensión, el límite proporcional está sujeto a grandes variaciones y no puede, en realidad ser definido satisfactoriamente para constituir un criterio de diseño. El límite plástico  $M_p$ , sin embargo, no está sujeto a grandes variaciones y constituye un verdadero límite de uso. El momento permisible o de trabajo  $M_w$  de acuerdo a las especificaciones del AISC está basado en el punto de comienzo del flujo plástico no restringido y no en el de primera fluencia.

VIGAS-COLUMNAS : la figura 1.9. muestra el comportamiento típico de un sistema viga-columna (IV). Una vez más es evidente la región de flujo plástico contenido, su límite máximo representa un máximo apropiado al cual puede aplicarse un factor de seguridad para diseñar. En este caso el límite es definido por la inestabilidad.

#### 1.4.c. COMPORTAMIENTO DE LOS MARCOS RIGIDOS ESTRUCTURALES.

Si observamos el comportamiento de una estructura estáticamente indeterminada, encontramos que la curva resultante es remarkablemente similar a la curva mostrada para sistemas viga-columna.

La figura 1.8. es el resultado de la observación de un marco de un solo claro. La línea punteada representa el comportamiento teórico (calculado) y la línea conectada con puntos muestra el resultado de la prueba. Esta prueba corresponde al marco de la figura, que tiene un claro de 12 mts.. La abscisa es la deflexión vertical en la cumbre.

Existe una región elástica inicial, pero la región de flujo plástico contenido es dominante. La fluencia empieza realmente a una carga mucho menor que la carga de fluencia hipotética  $P_u$ ; por otra parte, la carga bajo la cual empieza la fluencia no restringida coincide remarkablemente con la teoría. Se muestran las cargas que serían las permisibles -

en esta prueba de acuerdo al esfuerzo permisible y al diseño plástico.

#### I.4.d. FATIGA Y FRACTURA.

Una falla por fatiga se presenta como resultado de la aplicación de varios ciclos de carga, la fractura se debe al comportamiento -- quebradizo del material como resultado de combinaciones de temperatura, material o condiciones de diseño. Aunque este tipo de fallas son raras, se toman medidas especiales en el diseño de elementos susceptibles a éstas para evitar sus serias consecuencias.

## 1.5.- DEFINICION DEL TIPO DE ESTRUCTURA EN ESTUDIO.

Las bases de que partirá el diseño de los marcos de celosía son las siguientes:

- 1.5.a. CLAROS. El análisis y diseño estarán enfocados a marcos de 12,20 y 35 m. de claro respectivamente, habiendo elegido éstos como representativos de los claros más comúnmente usados en naves industriales en nuestro país.
- 1.5.b. GEOMETRIA. Los marcos propuestos para este estudio tendrán la geometría mostrada en la figura 1.11. Con una pendiente entre el 30 y el 35%.
- 1.5.c. CUBIERTA. El tipo de cubierta elegido será a base de lámina galvanizada calibre 20 con un peso de  $9.87 \text{ Kg/m}^2$ . Fig. 1.12. El diseño será válido también cuando se usen cubiertas ligeras diferentes a la propuesta, siempre que éstas tengan un peso similar al especificado anteriormente.
- 1.5.d. CELOSIA. La celosía estará formada por ángulos y su geometría será la de una viga del tipo "HCUE" como se indica en la fig. 1.13.
- 1.5.e. CONDICIONES DE CARGA. Se analizarán tres condiciones de carga:
  - a) Carga muerta más carga viva. ( CM + CV ).
  - b) Carga muerta más carga viva reducida más viento. ( CM + CVR + VTD ).
  - c) Carga muerta más carga viva reducida más sismo. ( CM + CVR + SIS ).



FIG. 1.1.



FIG. 1.2.



FIG. 1.2.

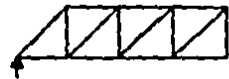


FIG. 1.3.



FIG. 1.4.

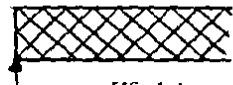


FIG. 1.4.



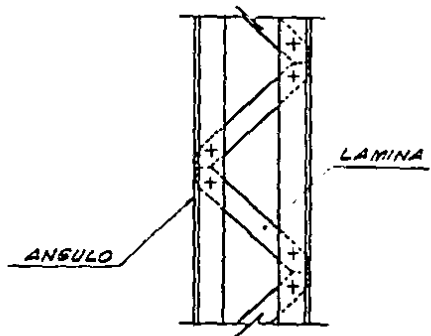
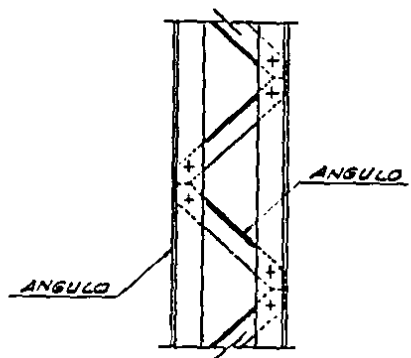
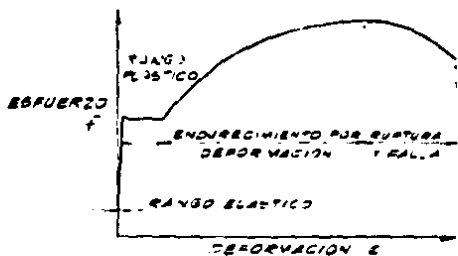


FIG. 1.5.

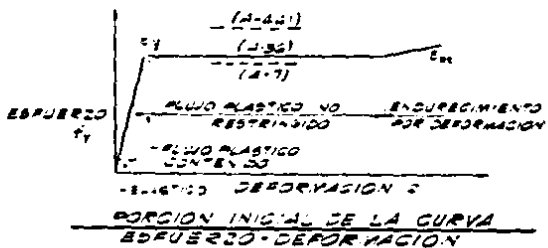


COLUMNAS DE CELOSIA



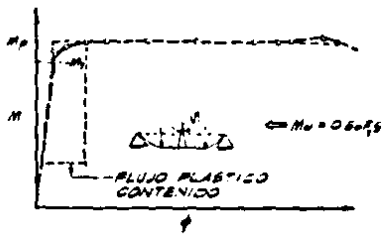
CURVA ESFUERZO-DEFORMACION PARA AERO ESTRUCTURAL AL CARBON

FIG. 1.6.



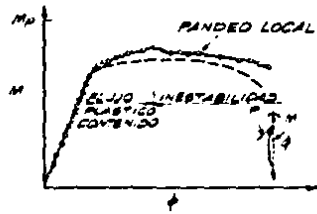
PORCION INICIAL DE LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACION

FIG. 1.7.



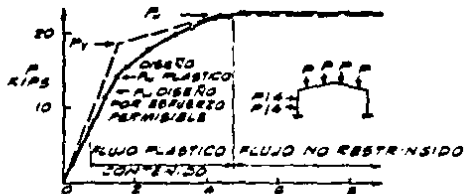
COMPORTAMIENTO TIPICO DE MIEMBROS A FLEXION

FIG. 1.4.



COMPORTAMIENTO TIPICO DE VIGA COLUMNA

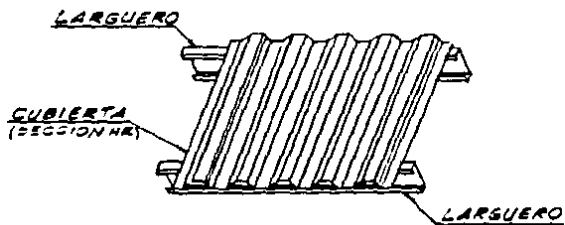
FIG. 1.5.



LINEA CENTRAL DE DEFLECCION ( $\delta$ )  
CURVA CARGA DEFORMACION DE UN MIEMBRO RIGIDO

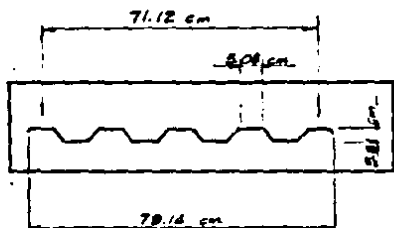
FIG. 1.6.





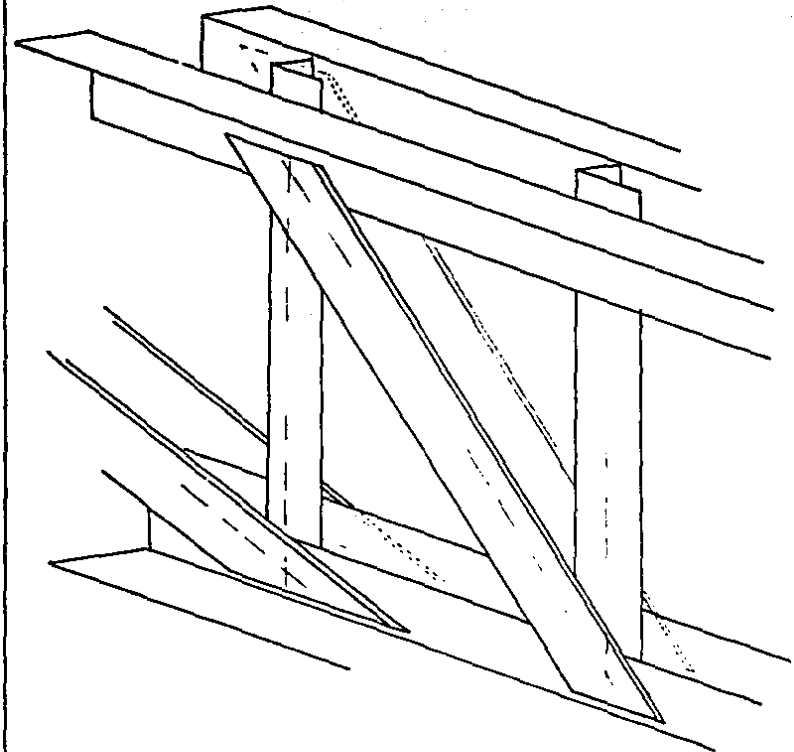
CUBIERTA DE TECHO

FIG. 1.12.



SECCION - HR

FIG. 1.15.



## **CAPITULO II. MARCOS EN CELOSIA: DISEÑO.**

---

## **CAPITULO II.- MARCOS EN CELOSTIA: DISEÑO.**

---

- II.1.- PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES.
- II.2.- GEOMETRIA DE LAS ESTRUCTURAS EN ESTUDIO.
- II.3.- DETERMINACIÓN DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA.
- II.4.- PREDISEÑO:
  - A) FORMACION DEL MODELO MATEMATICO.
  - B) ELEMENTOS MECANICOS DE PREDISEÑO.
- II.5.- REVISION DE DESPLAZAMIENTOS Y ESFUERZOS.  
V SELECCION DE PERFILES PARA LOS MIEMBROS PRIN  
CIPALES.
- II.6.- MODELO MATEMATICO PARA EL ANALISIS DEFINITIVO.
- II.7.- DETERMINACIÓN DE ELEMENTOS MECANICOS EN LA ES  
TRUCTURA.
- II.8.- REVISION DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA BA  
JO CONDICIONES DE SERVICIO.
- II.9.- DISEÑO DEFINITIVO DE LA ESTRUCTURA.
- II.10.- PLANOS DE DISEÑO.



## 11.1.- PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO.

El diseño estructural requiere de la aplicación del criterio del ingeniero para producir un sistema estructural que satisfaga de manera adecuada las necesidades de cada proyecto. Una vez concebido el sistema, se incorpora a un modelo matemático para obtener las fuerzas en los miembros.

Con base en las propiedades de los materiales, la función estructural, las consideraciones ambientales y estéticas, se efectúan modificaciones geométricas en el análisis del modelo y se repite el proceso de resolución, hasta obtener una solución que produzca un equilibrio satisfactorio en las necesidades del cliente.

El procedimiento de diseño estructural se puede resumir en los siguientes pasos:

- a) Selección del tipo y distribución de la estructura.
- b) Determinación de las acciones que actúan sobre ella.
- c) Determinación de los momentos, fuerzas internas y desplazamientos, que actúan en los componentes estructurales.
- d) Revisión del comportamiento de la estructura.
- e) Selección de perfiles y dimensionamiento de los miembros y conexiones, para lograr seguridad y economía.
- f) Revisión final.

Los métodos de análisis y diseño estructural han evolucionado rápidamente como consecuencia del desarrollo de las computadoras electrónicas y del conocimiento, cada día más profundo del comportamiento de los materiales, elementos estructurales y estructuras completas.

Los métodos modernos de análisis y diseño de estructuras están basados en dos filosofías diferentes. De acuerdo con una de ellas, las estructuras deben diseñarse y construirse para que su respuesta ante carga sea, durante toda su vida útil, elástica y lineal. De acuerdo con la otra, se busca que las estructuras fallen, por la formación de un mecanismo de colapso con articulaciones plásticas, cuando obran sobre ellas las cargas de trabajo multiplicadas por un factor mayor que la unidad.

En el diseño de los marcos en estudio se utilizará el método elástico.

Los métodos elásticos permiten predecir adecuadamente el comportamiento de las estructuras en condiciones de servicio y aunque no proporcionan ninguna información sobre lo que sucede en la vecindad del colapso, la experiencia adquirida en muchos años de uso, permite asegurar que en la mayor parte de los casos producen estructuras seguras.

La mayor parte de las estructuras modernas se analizan y diseñan con métodos elásticos; el problema numérico se resuelve con métodos analíticos que pueden desarrollarse con apoyo de procesamiento electrónico.

En las especificaciones para diseño y construcción de estructuras de acero, lo mismo que en las de otros materiales, se manifiestan tendencias contradictorias: se quiere obtener estructuras ligeras y económicas, pero se teme por su seguridad. Como resultado del deseo por equilibrar esas tendencias aumentan cada vez más el grado de dificultad y la extensión de las especificaciones, ya que se trata de incorporar en ellas los conocimientos más modernos poniendo, al mismo tiempo, los controles necesarios para que no se utilicen erróneamente.

Para el diseño de los marcos en estudio se utilizarán las siguientes especificaciones:

A) NORMAS PARA LA SEGURIDAD Y SERVICIO DE LAS ESTRUCTURAS DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO-FEDERAL.

B) NORMAS AISC. (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL-CONSTRUCTION).

## 11.2.- GEOMETRIA DE LAS ESTRUCTURAS EN ESTUDIO.

El tipo de estructura seleccionada para este estudio es, como ya se mencionó un sistema estructural a base de marcos rígidos en celosía; los marcos tendrán claros de 12,20 y 35m. respectivamente, con cubiertas a dos aguas, sección variable y pendientes entre el 30 y 33%. A continuación se presenta la geometría para cada marco:

Ver FIG. 1.11.

MARCO	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
m.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.
12	12000	12304	152	6000	1980	8284	6692	31	304	456	152
20	20000	20406	203	6000	3300	9706	10958	32	406	609	203
35	35000	35406	203	7000	5925	13433	18809	33	508	762	254

## 11.3.- DETERMINACION DE ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA.

De acuerdo al reglamento de construcciones para el Distrito Federal, existen tres categorías de acciones de acuerdo a la duración en que obran sobre la estructura con su intensidad máxima:

- Acciones permanentes, que obran sobre la estructura en forma permanente y con intensidad constante.
- Acciones variables.
- Acciones accidentales, que no se deben al funcionamiento propio de la construcción, y que pueden alcanzar valores significativos solo durante lapsos breves.

Para el análisis de los sistemas de marcos en celosía se analizarán las acciones permanentes, variables y accidentales, de acuerdo a las siguientes combinaciones:

- 1.- Carga muerta más Carga viva.
- 2.- Carga muerta más Carga viva reducida más Viento.
- 3.- Carga muerta más carga viva reducida más Sismo.

En el análisis del sistema propuesto se considera como acción variable a la carga viva que representan las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y no tienen carácter permanente; se utilizará una carga viva unitaria de diseño de  $30 \text{ Kg/m}^2$  [Cubiertas con pendientes mayores al 20%].

Se consideran como acciones permanentes a las cargas muertas debidas al peso propio de los elementos estructurales, incluyendo las instalaciones, equipo, etc. que ocupe una posición fija dentro de la construcción, y al peso estimado de otros elementos no estructurales que pueden colocarse posteriormente. Para determinar las cargas de diseño se consideran las áreas de influencia de cada miembro, siendo la distancia estándar entre naves (centro a centro de marcos) de 10m. Las cargas permanentes que actúan sobre los marcos en estudio son:

Cubierta de lámina galvanizada:	9.78 $\text{Kg/m}^2$ .
Largueros:	3.84 "
Piezas chicas:	1.00 "
Láminas e instalaciones:	20.00 "
Peso propio de la estructura:	depende de la estructura propuesta.

Generalmente se consideran como acciones accidentales a las fuerzas dinámicas o sus equivalentes estáticos, debidas a sismos o a vientos. La respuesta de una estructura ante viento, depende de la geometría de la misma. Ante viento sostenido con velocidad constante, las presiones estáticas constituyen la parte más importante de los efectos en estructuras poco flexibles y con períodos de vibración cortos. Las estructuras para naves industriales, teatros y auditorios son poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, por lo que en el sistema en estudio se valorarán únicamente los efectos estáticos del viento. El manual de la C.F.E. recomienda para la zona metropolitana una velocidad de viento de 110 Km/hr. con un período de recurrencia de 200 años. Las presiones y succiones debidas al viento se tomarán equivalentes a las 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:  $P = 0.0055cv^2$ . (V).

Presiones de viento para los coeficientes establecidos por el

RC.D.F.:	Coefficiente.	Presión de viento.	Fuerza de Viento.
	"c"	Kg/m <sup>2</sup> .	Kg/m.
	0.75	49.91	499.12
	-1.75	-116.46	-1164.60
	-1.00	-66.55	-665.50
	-0.40	-26.62	-266.20
	-0.68	-45.25	-452.50

Fuerzas tomando un ancho tributario de 10m. por marco.

Fuerzas sísmicas: algunos autores opinan que en vista de que es imposible acotar dentro de límites prácticos la máxima intensidad sísmica que puede ocurrir en un lugar dado, en la elección del temblor de diseño, debe considerarse exclusivamente la posibilidad de que su intensidad se exceda cuando menos una vez durante la vida útil supuesta para la estructura. Si se supone que la resistencia de la estructura es igual a la de diseño, su probabilidad de falla es igual a la de que se exceda la intensidad de diseño. La proposición del temblor de diseño equivale por lo tanto a aceptar un valor para la probabilidad de falla de la estructura y debe basarse en una comparación entre los costos de estructuras diseñadas para diversas intensidades, los valores esperados de los costos debidos a las posibles fallas y los beneficios que se deriven de la estructura mientras se encuentre en servicio.

En el caso de la estructura en estudio se seguirán las disposiciones del R.C.D.F. y las Normas de Emergencia publicadas en el diario oficial en Octubre 1985.

Clasificación de la estructura analizada según su destino: la estructura pertenece al grupo B (V). (Estructuras cuya pérdida ocasiona efectos de magnitud intermedia). Según el tipo de estructura, el sistema analizado es del tipo 1.

Coefficiente sísmico: Es el cociente de la fuerza horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. La estructura en estudio se supodrá ubicada dentro de la zona III, (regionalización según el tipo de suelos), terre-

no compresible. De acuerdo con las Normas de Emergencia para las Construcciones del D.F. art. 234, el coeficiente "C" para estructuras del grupo B en la zona III es de: 0.40. Se usará un factor de ductilidad  $Q=3$ .

Las fuerzas sísmicas se determinarán de acuerdo al art. 238 R.D.F. aplicando una carga viva instantánea de  $20 \text{ Kg/m}^2$ .

$$F_i = \frac{W_i h_i}{W_i h_i} \frac{C W_i}{Q}$$

Cargas que se aplicarán a cada uno de los marcos en estudio:

#### CARGAS GRAVITACIONALES:

Marco.	Peso de elementos no estructurales.	Peso propio de la estructura. (estimado).
12m.	34.71 $\text{Kg/m}^2$ .	17.00 $\text{Kg/m}^2$
20m.	34.71 "	14.73 "
35m.	34.71 "	13.54 "
	Peso total:	
12m.	51.71 "	
20m.	49.44 "	
35m.	48.25 "	

\* Nota: Se parte de la hipótesis de que el sistema de marcos en celosía será menos pesado a mayor claro, debido a que las columnas son robustas para cualquiera de los marcos pero las trabes son menos pesadas; y al tener solo dos columnas cada marco, podría disminuirse el peso a medida que se trate con claros mayores.

#### CARGAS DE VIENTO:

Coefficiente.	Fuerza (presión o succión de viento) $\text{Kg/m}^2$ .	Carga muerta. $\text{Kg/m}^2$ .	Carga viva reducida. $\text{Kg/m}^2$ .	Total. $\text{Kg/m}^2$ .
0.75	49.91			49.91
-1.75	-116.46	51.71	20.0	-44.75
-1.75	-116.46	49.44	20.0	-47.02
-1.75	-116.46	48.25	20.0	-48.21

-1.00	-66.55	51.71	20.0	5.16
-1.00	-66.55	49.44	20.0	2.94
-1.00	-66.55	48.25	20.0	1.70
-0.40	-26.62	51.71	20.0	45.09
-0.40	-26.62	49.44	20.0	42.82
-0.40	-26.62	48.25	20.0	41.63
-0.68	-45.25	51.71	20.0	26.46
-0.68	-45.25	49.44	20.0	24.19
-0.68	-45.25	48.25	20.0	23.00

Ver Ref. V. para la ubicación de los coeficientes.

CARGAS DE SISNO.

Claro.	W.	h.	c/Q	F.
m.	Kg.	m.		Kg.
12	8605.0	6.00	0.1333	1147.0
20	13888.0	6.00	0.1333	1851.3
35	23888.0	7.00	0.1333	3184.3

#### 11.4.- PRE-DISEÑO.-

##### A) FORMACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO.

Para realizar un diseño de una estructura estáticamente indeterminada se proponen secciones preliminares para cada elemento del sistema y se valúan las fuerzas en los miembros del mismo. Con el propósito de elegir adecuadamente una sección inicial para las columnas y traveses de los marcos en estudio, se analizará cada marco mediante los modelos presentados en las figuras 11.1, 11.2, 11.3, que constituyen un modelo matemático simplificado. Como punto de partida para el diseño preliminar se propondrán inercias equivalentes a la celosía para cada sección, posteriormente se valorarán los elementos mecánicos y se revisarán los desplazamientos en cada elemento; con estas bases se propondrán perfiles para formar los cordones de la celosía de traveses y columnas.

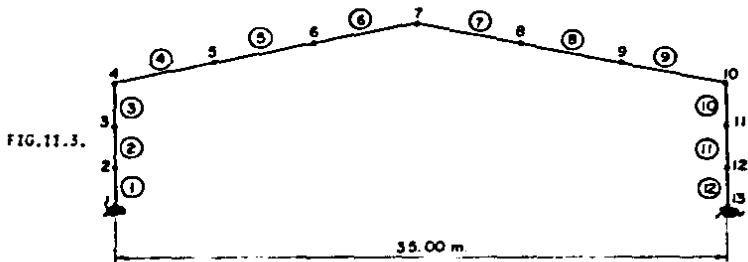
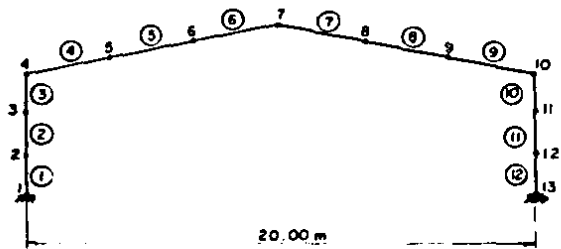
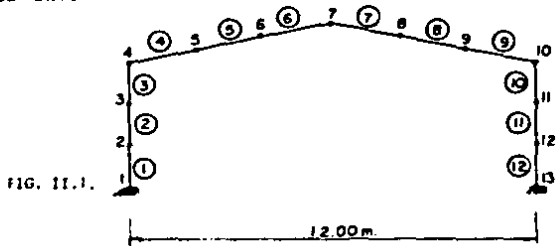
Se proponen las siguientes áreas e inercias equivalentes para la sección transversal de cada elemento:

Marco 12m.		A	I	Marco 20m.	
Elemento		(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )	Elem.	
1 y 12		24.24	2584	1 y 12	30.72 5753
2 y 11		24.24	5659	2 y 11	30.72 12801
3 y 10		24.24	10018	3 y 10	30.72 22669
4 y 9		24.24	10018	4 y 9	30.72 22669
5 y 8		24.24	3247	5 y 8	30.72 8648
6 y 7		24.24	1974	6 y 7	30.72 6638

Marco 35m.		A	I
Elemento.		(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>4</sup> )
1 y 12		61.92	18407
2 y 11		61.92	40566
3 y 10		61.92	71651
4 y 9		61.92	71651
5 y 8		61.92	32524
6 y 7		61.92	23922



•-NUDOS  
 O-ELEMENTOS



Las propiedades propuestas corresponden aproximadamente a las siguientes secciones:



L° 2\*2\*2



L° 2 1/2\*2 1/2\*2 1/2



L° 4\*4\*5

Para los marcos de 12, 20 y 35m. respectivamente, siendo el peralte variable. Se usará acero A36 con un módulo de elasticidad de  $2.1 \times 10^6$  Kg/cm<sup>2</sup> y esfuerzo de fluencia de 36 Ksi ( 2530 Kg/cm<sup>2</sup>).

### B) ELEMENTOS MECANICOS DE PREDISERO.

Aplicando las cargas determinadas en el inciso 11.3., se obtuvieron los siguientes elementos mecánicos para cada marco y para cada una de las combinaciones de carga :

#### MARCO 12m. CARGA MUERTA + CARGA VIVA.

#### ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	MZ
1	1	5.16264E+07	-2.19365E+03	-3.88777E+05
	2	-5.16264E+07	2.19365E+03	-4.99538E+04
2	2	5.16264E+07	-2.19365E+03	4.99539E+04
	3	-5.16264E+07	2.19365E+03	-4.88684E+05
3	3	5.16265E+07	-2.19365E+03	4.88684E+05
	4	-5.16265E+07	2.19364E+03	-9.27416E+05
4	4	3.70103E+03	4.21514E+03	9.27416E+05
	5	-3.16182E+03	-2.59091E+03	-2.11762E+05
5	5	3.16182E+03	2.59091E+03	2.11762E+05
	6	-2.62267E+03	-9.46687E+02	1.59710E+05
6	6	2.62267E+03	9.46694E+02	-1.59710E+05
	7	-2.88346E+03	6.87533E+02	1.86999E+05
7	7	2.88339E+03	-6.87511E+02	-1.86999E+05
	8	-2.62259E+03	9.46717E+02	1.59708E+05
8	8	2.62245E+07	-9.46637E+02	-1.59708E+05
	9	-3.16185E+03	-2.59097E+03	-2.11763E+05
9	9	3.16180E+03	2.59091E+03	2.11762E+05
	10	-3.70100E+03	4.21514E+03	-9.27415E+05
10	10	3.70093E+07	-2.19366E+03	9.27416E+05
	11	-5.16263E+07	2.19366E+03	-4.88683E+05
11	11	5.16267E+07	-2.19365E+03	4.88683E+05
	12	-5.16263E+07	2.19365E+03	-4.99538E+04
12	12	5.16267E+07	-2.19365E+03	4.99538E+04
	13	-5.16263E+07	-2.19365E+03	3.88777E+05

MARCO 12m. CARGA MUERTA + CARGA VIVA REDUCIDA + VIENTO.

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	Fx	Fy	MZ
1	1	6.52793E+02	-6.65622E+03	-1.84470E+06
	2	-6.52796E+02	4.04422E+03	-2.63442E+04
2	2	6.52796E+02	-4.04422E+03	2.63441E+04
	3	-6.52799E+02	1.42222E+03	-5.72988E+05
3	3	6.52799E+02	-1.42225E+03	5.72990E+05
	4	-6.52802E+02	-1.19973E+03	-5.95237E+05
4	4	-9.34814E+02	9.95866E+02	5.95237E+05
	5	9.34814E+02	-1.13674E+03	-3.70666E+05
5	5	-9.34654E+02	1.13670E+03	3.70667E+05
	6	9.34654E+02	-1.15247E+03	-1.29604E+05
6	6	-9.34659E+02	1.15255E+03	1.29603E+05
	7	9.34659E+02	-1.16832E+03	1.14791E+05
7	7	-1.44633E+03	3.82583E+02	-1.14791E+05
	8	1.44633E+03	-3.44990E+02	1.91402E+05
8	8	-1.44660E+03	3.44839E+02	-1.91403E+05
	9	1.44660E+03	-3.07245E+02	2.60074E+05
9	9	-1.44642E+03	3.07377E+02	-2.60074E+05
	10	1.44642E+03	-2.69784E+02	3.20849E+05
10	10	-7.09476E+02	-1.28907E+03	-3.20849E+05
	11	7.09476E+02	1.25337E+03	6.66050E+04
11	11	-7.09476E+02	-1.25336E+03	-6.66049E+04
	12	7.09476E+02	1.21766E+03	-1.80496E+05
12	12	-7.09476E+02	-1.21766E+03	1.80496E+05
	13	7.09476E+02	1.18196E+03	-4.20446E+05

MARCO 12m. CARGA MUERTA + CARGA VIVA REDUCIDA + SISMO.

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	Fx	Fy	MZ
1	1	4.38764E+03	-1.07444E+03	-1.07142E+05
	2	-4.38766E+03	1.07444E+03	-8.77261E+04
2	2	4.38766E+03	-1.07444E+03	8.77261E+04
	3	-4.38766E+03	1.07444E+03	-3.02614E+05
3	3	4.38766E+03	-1.07444E+03	3.02614E+05
	4	-4.38766E+03	1.07444E+03	-5.17503E+05
4	4	3.69212E+03	3.24883E+03	5.17507E+05
	5	-3.20819E+03	-1.78214E+03	2.43474E+04
5	5	3.20890E+03	1.78075E+03	-2.43471E+04
	6	-2.72478E+03	-3.13806E+02	2.49983E+05
6	6	2.72477E+03	3.14978E+02	-2.49983E+05
	7	-2.24084E+03	1.15172E+03	1.59861E+05
7	7	2.14701E+03	-7.11377E+02	-1.59861E+05
	8	-2.90093E+03	7.25297E+02	1.55130E+05
8	8	2.90064E+03	-7.11076E+02	-1.55130E+05
	9	-3.28467E+03	2.22105E+03	-1.65350E+05
9	9	3.28387E+03	-2.22245E+03	1.65350E+05
	10	-3.86782E+03	3.68915E+03	-8.21060E+05
10	10	4.36171E+03	-2.22089E+03	8.21059E+05
	11	-4.86171E+03	-2.22080E+03	-3.57822E+05
11	11	4.86171E+03	2.22088E+03	3.57822E+05
	12	-4.86171E+03	-2.22088E+03	8.62968E+04
12	12	4.86171E+03	2.22089E+03	-8.62968E+04
	13	-4.36171E+03	-2.22089E+03	5.22474E+05

MARCO 20m. CH + CV.

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	MZ
1	1	8.36540E+03	-5.31194E+03	-1.03198E+06
	2	-8.36540E+03	5.31194E+03	-3.04100E+04
2	2	8.36540E+03	-5.31194E+03	3.04098E+04
	3	-8.36540E+03	5.31194E+03	-1.09202E+06
3	3	8.36540E+03	-5.31193E+03	1.09203E+06
	4	-8.36540E+03	5.31193E+03	-2.15319E+06
4	4	7.26778E+03	6.27710E+03	2.15319E+06
	5	-6.79486E+03	-3.63144E+03	-4.17740E+05
5	5	6.74975E+03	3.63141E+03	4.17740E+05
	6	-5.92191E+03	-9.25756E+02	3.91077E+05
6	6	5.92114E+03	9.91058E+02	-3.91077E+05
	7	-5.04506E+03	1.66175E+03	2.73949E+05
7	7	5.04433E+03	1.66637E+03	-2.73949E+05
	8	-3.91723E+03	9.79286E+02	3.94428E+05
8	8	3.91732E+03	-9.79277E+02	-3.94428E+05
	9	-6.79024E+03	3.42493E+03	-4.12911E+05
9	9	6.70694E+03	-3.63098E+03	4.12910E+05
	10	-7.66277E+03	6.28380E+03	-2.15617E+06
10	10	8.36531E+03	5.31209E+03	2.15617E+06
	11	-8.36531E+03	-5.31209E+03	-1.09373E+06
11	11	8.36532E+03	5.31209E+03	1.09374E+06
	12	-8.36532E+03	-5.31209E+03	-3.13380E+04
12	12	8.36531E+03	5.31209E+03	3.13380E+04
	13	-8.36531E+03	-5.31209E+03	1.09373E+06

MARCO 20m. CH + CVR + VTD.

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	MZ
1	1	-3.25628E+03	-6.60181E+03	-1.35193E+06
	2	3.25628E+03	6.60258E+03	2.09169E+05
2	2	-3.25628E+03	-6.60258E+03	-2.09169E+05
	3	3.25628E+03	1.44980E+03	-2.58388E+05
3	3	-3.25628E+03	-1.44982E+03	2.58394E+05
	4	3.25627E+03	-1.12618E+03	-2.90752E+05
4	4	-2.09080E+03	-2.73870E+03	2.90760E+05
	5	2.09079E+03	3.11871E+02	-8.25681E+05
5	5	-2.09071E+03	-3.11883E+02	8.25681E+05
	6	2.09071E+03	-2.11495E+03	-5.09529E+05
6	6	-2.09251E+03	2.11711E+03	5.09529E+05
	7	2.09251E+03	-2.14777E+03	-2.39588E+05
7	7	-2.09967E+03	4.01278E+02	2.39589E+05
	8	2.09967E+03	-4.26569E+02	-3.98781E+05
8	8	-2.09953E+03	4.26617E+02	3.98782E+05
	9	2.09953E+03	-3.71908E+02	-5.38803E+05
9	9	-2.09909E+03	3.74582E+02	5.38806E+05
	10	2.09909E+03	-3.19722E+02	-6.60804E+05
10	10	-1.22933E+03	-2.71050E+03	6.60806E+05
	11	1.22933E+03	2.67930E+03	-1.21904E+05
11	11	-1.22933E+03	-2.67934E+03	1.21905E+05
	12	1.22933E+03	2.64614E+03	-4.10840E+05
12	12	-1.22933E+03	-2.64612E+03	4.10837E+05
	13	1.22933E+03	2.64607E+03	-9.37340E+05

MARCO 20m. CM + CVP + SIS.

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	MZ
1	1	7.05102E+03	-3.39608E+03	-5.35154E+05
	2	-7.05102E+03	3.39608E+03	-1.44063E+05
2	2	7.05102E+03	-3.39608E+03	1.44063E+05
	3	-7.05102E+03	3.39608E+03	-8.23279E+05
3	3	7.05101E+03	-3.39608E+03	8.23280E+05
	4	-7.05101E+03	3.39608E+03	-1.50250E+06
4	4	7.19392E+03	5.04939E+03	1.50250E+06
	5	-6.43132E+03	-2.73810E+03	-1.36967E+05
5	5	6.43133E+03	2.73811E+03	1.36969E+05
	6	-5.66874E+03	-4.24828E+02	4.17997E+05
6	6	5.66848E+03	4.31878E+02	-4.17997E+05
	7	-4.90374E+03	1.88567E+03	1.62382E+05
7	7	5.06331E+03	1.40180E+03	-1.62382E+05
	8	-5.82590E+03	9.09486E+02	2.48711E+05
8	8	5.82595E+03	-9.09483E+02	-2.48712E+05
	9	-6.58854E+03	3.22077E+03	-4.75523E+05
9	9	6.58851E+03	-3.22667E+03	4.75521E+05
	10	-7.35027E+03	5.54421E+03	-2.01765E+06
10	10	7.56523E+03	5.24709E+03	2.01765E+06
	11	-7.56523E+03	-5.24709E+03	-9.68230E+05
11	11	7.56523E+03	5.24711E+03	9.68229E+05
	12	-7.56523E+03	-5.24711E+03	8.11895E+04
12	12	7.56523E+03	5.24711E+03	-8.11903E+04
	13	-7.56523E+03	-5.24711E+03	1.13061E+06

Se observa que la condición de sismo no es dominante sobre las otras dos condiciones analizadas.

MARCO 35m. CM + CV.

ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	MZ
1	1	1.44293E+04	-1.22188E+04	-3.03647E+06
	2	-1.44293E+04	1.22188E+04	1.85453E+05
2	2	1.44293E+04	-1.22188E+04	-1.85453E+05
	3	-1.44293E+04	1.22188E+04	-2.66555E+06
3	3	1.44293E+04	-1.22187E+04	2.66556E+06
	4	-1.44293E+04	1.22187E+04	-5.51668E+06
4	4	1.61253E+04	9.87309E+03	5.51669E+06
	5	-1.46183E+04	-5.30576E+03	-8.54946E+05
5	5	1.46181E+04	5.30645E+03	8.54948E+05
	6	-1.31109E+04	-7.38402E+02	1.00186E+06
6	6	1.31111E+04	7.37782E+02	-1.00186E+06
	7	-1.16041E+04	3.82956E+03	5.23142E+04
7	7	1.16039E+04	3.82958E+03	-5.23127E+04
	8	-1.31109E+04	-7.37765E+02	1.00187E+06
8	8	1.31110E+04	-7.38402E+02	-1.00187E+06
	9	-1.46181E+04	5.30651E+03	-8.54938E+05
9	9	1.46185E+04	-5.30572E+03	8.54937E+05
	10	-1.61254E+04	9.87307E+03	-5.51668E+06
10	10	1.44293E+04	1.22188E+04	5.51669E+06
	11	-1.44293E+04	-1.22188E+04	-2.66555E+06
11	11	1.44293E+04	1.22188E+04	2.66555E+06
	12	-1.44293E+04	-1.22188E+04	1.85446E+05
12	12	1.44293E+04	1.22188E+04	-1.85446E+05
	13	-1.44292E+04	-1.22188E+04	3.03645E+06

MARCO 35m. CH + CVR + VTO.

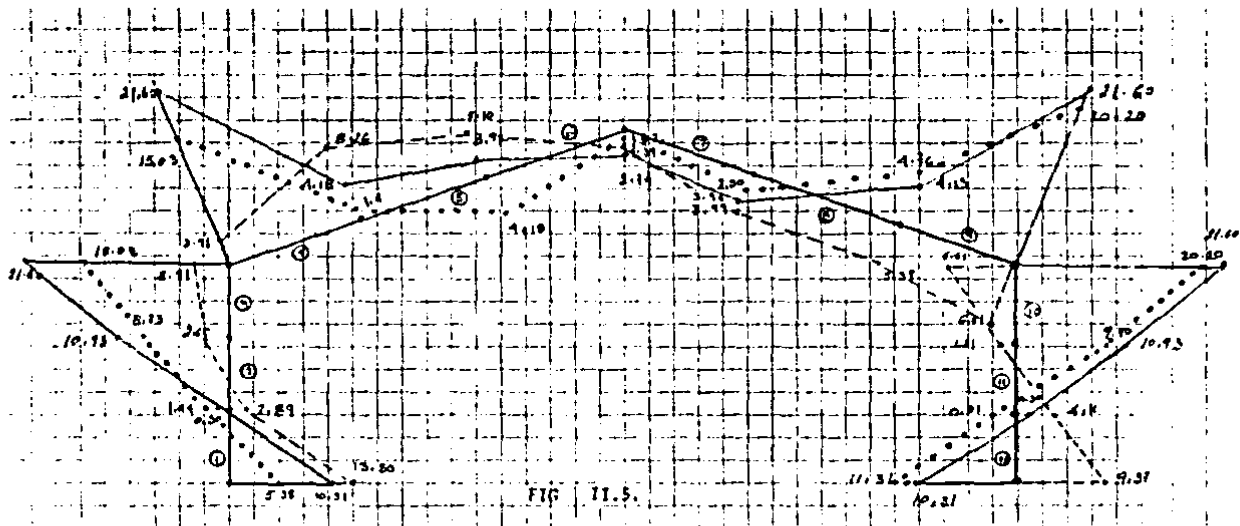
ELEMENT FORCES:

ELEM #	NODE #	FX	FY	MZ
1	1	3.31838E+01	-8.25314E+03	-1.75927E+06
	2	-3.31872E+01	5.26651E+03	1.82003E+05
2	2	3.31872E+01	-5.26651E+03	-1.82003E+05
	3	-3.31905E+01	2.27989E+03	-6.98392E+05
3	3	3.31905E+01	-2.27993E+03	6.98389E+05
	4	-3.31939E+01	-7.06818E+02	-8.81918E+05
4	4	-5.60771E+02	2.53024E+02	8.81913E+05
	5	6.60771E+02	-6.82995E+02	-5.94434E+05
5	5	-6.60839E+02	6.82971E+02	5.94434E+05
	6	6.60839E+02	-7.50549E+02	-1.54112E+05
6	6	-6.60768E+02	7.50548E+02	1.54112E+05
	7	6.60768E+02	-5.41706E+02	2.42773E+05
7	7	-9.53426E+02	4.20335E+01	-2.42773E+05
	8	8.53426E+02	4.39605E+01	2.42180E+05
8	8	-8.53293E+02	-4.39935E+01	-2.42181E+05
	9	8.53293E+02	1.29901E+02	1.88798E+05
9	9	-8.53256E+02	-1.29924E+02	-1.88798E+05
	10	8.53256E+02	2.15918E+02	8.25787E+04
10	10	-6.23679E+01	-8.77856E+02	-8.25785E+04
	11	6.23678E+01	8.45299E+02	-1.18471E+05
11	11	-6.23679E+01	-8.45273E+02	1.18468E+05
	12	6.23678E+01	8.12607E+02	-3.11882E+05
12	12	-6.23678E+01	-8.12598E+02	3.11882E+05
	13	6.23678E+01	7.79932E+02	-4.97674E+05



DIAGRAMA DE MOMENTOS MARCO 20m. [ Ton-m ].

SIMBOLOGIA: ——— CM + CV.  
 - - - - - CM + CVR + VTO.  
 .....CM + CVR + SIS.



Se observa que la condición de sismo no es dominante.



DIAGRAMA DE MOMENTOS MARCO 55m. [ Ton-m ].

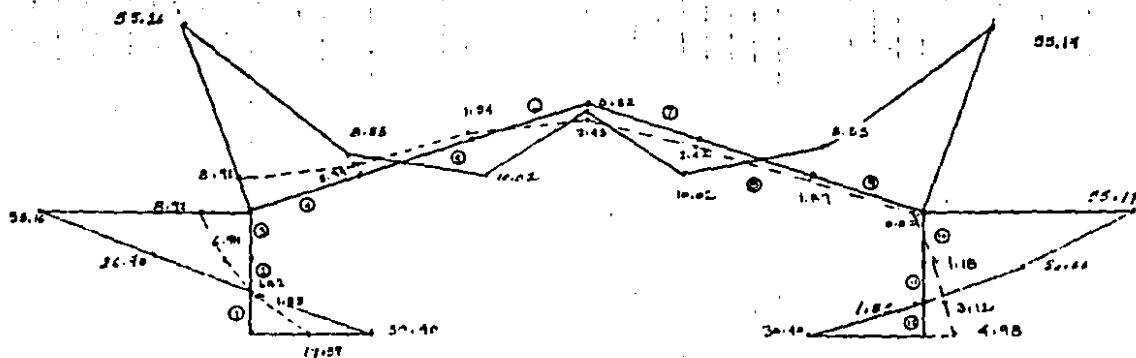


FIG II.6.

SIMBOLOGIA: ——— CM + CV.  
 - - - - - CM + CVR + VTO.

## II.5.- REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y ESFUERZOS.

Habiendo propuesto el tamaño de un miembro a partir de cargas conocidas, debe revisarse para verificar que satisfaga los requisitos de servicio tales como deformaciones máximas admisibles y esfuerzos máximos.

Según el Reglamento de Construcciones del D.F. Art.207 [Estados Límite de servicio ] :

Deberá revisarse que bajo el efecto de las combinaciones de las diferentes acciones, las deformaciones no excedan los siguientes límites:

Deformaciones verticales: 0.5 cm. más el claro entre 240.  
 Deformaciones Horizontales: No excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones de cada entrepiso.

Según las normas AISC. [1978] secc. 1.5. "Esfuerzos admisibles" :

El esfuerzo admisible en Flexión no excederá de  $0.6F_y$ , para la construcción de los marcos en estudio se especifica el uso de acero A-36, con un esfuerzo de fluencia de  $2530 \text{ Kg/cm}^2$ .  
 Por lo tanto  $F_b = 0.6 f_y = 1518 \text{ Kg/cm}^2$ .

### Análisis de deformaciones:

MARCO	$\triangle x$ máx.	$\triangle x$ permisible.	$\triangle y$ máx.	$\triangle y$ permisible.
12m.	9.26 cm.	4.8 cm.	3.02 cm.	5.5 cm.
20m.	7.50 cm.	4.8 cm.	8.59 cm.	4.8 cm.
35m.	4.31 cm.	5.6 cm.	13.78cm.	15.10cm.

Se observa que los desplazamientos admisibles se exceden para los marcos de 12 y 20m. de claro; por lo que se requiere aumentar la inercia de los elementos que constituyen a los mismos. Se revisarán los esfuerzos en cada marco para posteriormente determinar la inercia requerida para que cada elemento se comporte satisfactoriamente.

Para fines de diseño preliminar se valorará únicamente el comportamiento en flexión de la estructura, determinando si las secciones propuestas son adecuadas, o deben incrementarse.

MARCO 12 m.

ELEMENTO.	MOMENTO MAXIMO.1° [ Kg.-cm]	MÓDULO DE SECCION. S [cm <sup>3</sup> ]	ESFUERZO MAXIMO.2° fb [Kg/cm <sup>2</sup> ]	ESFUERZO ADMISIBLE. Fb [Kg/cm <sup>2</sup> ]	f <sub>b</sub> /F <sub>b</sub>
1	10.44*10 <sup>5</sup>	251.0	4159.39 #	2018.94	2.06
2	5.73*10 <sup>5</sup>	372.0	1540.30 #	2018.94	0.76
3	9.27*10 <sup>5</sup>	494.0	1876.52	1518.00	1.24
4	9.27*10 <sup>5</sup>	494.0	1876.52	1518.00	1.24
5	3.71*10 <sup>5</sup>	283.0	1310.95 #	2018.94	0.65
6	2.50*10 <sup>5</sup>	222.0	1126.13 #	2018.94	0.56
7	1.90*10 <sup>5</sup>	222.0	855.86 #	2018.94	0.42
8	2.60*10 <sup>5</sup>	283.0	918.73 #	2018.94	0.46
9	9.27*10 <sup>5</sup>	494.0	1876.52	1518.00	1.24
10	9.27*10 <sup>5</sup>	494.0	1876.52	1518.00	1.24
11	4.89*10 <sup>5</sup>	372.0	1314.52	1518.00	0.87
12	5.30*10 <sup>5</sup>	251.0	2111.55 #	2018.94	1.05

Se observa que los elementos 2,5,6,7,8,11, se comportan satisfactoriamente, mientras los elementos 1,3,4,9,10,12, están escasos.

Con el objeto de disminuir los momentos en la base de la estructura se articularán los marcos, condición que es más fácil de lograr constructivamente debido a la abundancia de suelos blandos en la ciudad de México. Los elementos 3,4,9,10 corresponden a la unión viga columna y los elementos 1 y 12 a la parte baja de las columnas, éstos últimos mejorarán su comportamiento al articular la base de la estructura; el módulo de sección requerido para que los elementos de unión viga columna trabajen satisfactoriamente es de:

# De acuerdo con la sección 1.5.6. de las normas AISC., los esfuerzos admisibles se incrementan en un 33% para condiciones accidentales.

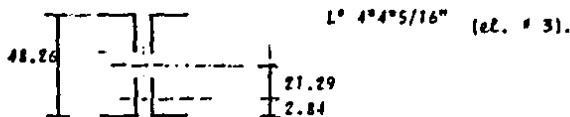
1° Ver diagrama de momentos.

2°  $f_b = M/S$ , en donde S = módulo de sección = I/y máx.

$$S = \frac{I}{S} ; S = \frac{I}{f_b} \quad (\text{VIII})$$

$$S = \frac{9.27 \cdot 10^5}{1518} = 610.67 \text{ cm}^3$$

Sección propuesta:



$$I = 154.4^4 + (15.48 \cdot 21.29^2) \cdot 4 = 28638.71 \text{ cm}^4$$

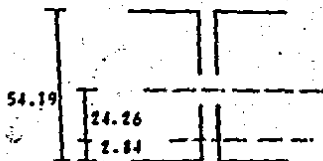
$$S = 1347.3 \text{ cm}^3 > 610.67 \text{ cm}^3, \text{ O.K.}$$

MARCO 20m.

ELEMENTO.	MOMENTO MAXIMO. 1° (Kg. cm)	MODULO DE SECCION. S (cm <sup>3</sup> )	ESFUERZO MAXIMO. f <sub>b</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	ESFUERZO ADMISIBLE. F <sub>b</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>b</sub> /F <sub>b</sub> .
1	13.50*10 <sup>5</sup>	424.73	3178.50 #	2018.94	1.57
2	10.93*10 <sup>5</sup>	629.97	1735.00	1518.00	1.14
3	21.60*10 <sup>5</sup>	837.00	2580.60	1518.00	1.70
4	21.60*10 <sup>5</sup>	837.00	2580.60	1518.00	1.70
5	8.26*10 <sup>5</sup>	519.00	1591.50 #	2018.94	0.79
6	5.10*10 <sup>5</sup>	456.00	1118.40 #	2018.94	0.55
7	3.99*10 <sup>5</sup>	456.00	875.00 #	2018.94	0.43
8	5.39*10 <sup>5</sup>	519.00	1038.50 #	2018.94	0.51
9	21.6*10 <sup>5</sup>	837.00	2580.60	1518.00	1.70
10	20.20*10 <sup>5</sup>	837.00	2413.40	1518.00	1.59
11	4.11*10 <sup>5</sup>	629.97	652.41 #	2018.94	0.32
12	11.31*10 <sup>5</sup>	424.73	2662.80 #	2018.94	1.32

Se observa que se excede el esfuerzo admisible en los elementos 1, 2, 3, 4, 9, 10, y 12; por lo que se propone cambiar a la sección:

- # Condición accidental.
- 1° Ver diagrama de momentos. el. Elemento.



$$I = 37045.4 \text{ cm}^4$$

$$S = 1527.0 \text{ cm}^3$$

$$L^{\circ} 4^{\circ} 4^{\circ} 5/16^{\circ} \text{ (el } \# 3 \text{)}$$

Momento máximo observado:  $21.60 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$ ;  $SI \{b=1518 \text{ Kg/cm}^2\}$ .

$$S = \frac{21.60 \cdot 10^5}{1518.00} = 1422.92 \text{ cm}^3 \text{ (módulo de sección requerido)}$$

$$S = 1527.0 \text{ cm}^3 > 1422.92 \text{ cm}^3. \text{ O.K.}$$

MARCO 35m.

ELEMENTO.	MOMENTO MÁXIMO. 1° (Kg.cm)	MÓDULO DE SECCIÓN. S (cm <sup>3</sup> )	ESFUERZO MÁXIMO. fb (Kg/cm <sup>2</sup> )	ESFUERZO ADMISIBLE. Fb (Kg/cm <sup>2</sup> )	fb/Fb
1	$30.40 \cdot 10^5$	1086.00	2799.30	1518.0	1.84
2	$26.70 \cdot 10^5$	1597.00	1671.90	1518.0	1.10
3	$55.16 \cdot 10^5$	2115.00	2608.00	1518.0	1.72
4	$55.16 \cdot 10^5$	2115.00	2608.00	1518.0	1.72
5	$10.02 \cdot 10^5$	1433.00	699.20	1518.0	0.46
6	$10.02 \cdot 10^5$	1233.00	812.70	1518.0	0.55
7	$10.02 \cdot 10^5$	1233.00	812.70	1518.0	0.55
8	$8.55 \cdot 10^5$	1433.00	596.70	1518.0	0.39
9	$55.17 \cdot 10^5$	2115.00	2608.00	1518.0	1.72
10	$55.17 \cdot 10^5$	2115.00	2608.00	1518.0	1.72
11	$26.66 \cdot 10^5$	1597.00	1671.90	1518.0	1.10
12	$30.40 \cdot 10^5$	1086.00	2799.30	1518.0	1.84

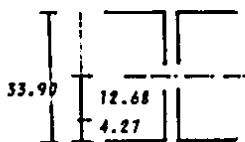
Se observa que se exceden los esfuerzos en los elementos 1, 2, 3, 4, 9, 10, 11, 12, por lo que se propone cambiar de sección.

$$M \text{ máx.} = 30.4 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm} \quad SI \{b=1518.0 \text{ Kg/cm}^2\}$$

1° Ver diagrama de momentos.

$$S = \frac{30.4 \cdot 10^5}{1518.00} = 2002.64 \text{ cm}^3.$$

Se propone la sección:



$$I = 27175.0 \text{ cm}^4.$$

$$S = 2143.0 \text{ cm}^3.$$

L° 6°6° 1/2". (el # 1).

$$S = 2143.0 \text{ cm}^3 > 2002.64 \text{ cm}^3. \text{ O.K.}$$

## II.6.- MODELO MATEMATICO PARA EL ANALISIS DEFINITIVO.

Una vez conocidas las propiedades de las secciones, es necesario verificar si los pesos supuestos para la estructura, corresponden a los pesos reales. Para estructuras de claros cortos, el peso propio representa una porción reducida de la carga total, de manera que aún cuando la estimación inicial sea incorrecta, el cambio en la carga total resulta insignificante y es innecesario rediseñar. Sin embargo, para claros grandes el peso propio representa una parte significativa de la carga total.

De estas consideraciones se concluye que el diseño de cualquier estructura es esencialmente un proceso de aproximaciones sucesivas. En estructuras estáticamente determinadas este procedimiento consta de dos etapas: determinación de las acciones que obran sobre la estructura, y dimensionamiento de los miembros. En estructuras estáticamente indeterminadas existe una etapa adicional, consistente en la suposición y determinación de las rigideces de todos los componentes de la estructura, mismas que se determinaron en el inciso anterior. Este inciso, tratará del análisis de las estructuras utilizando las secciones propuestas y de la revisión final de las mismas.

MODELO MATEMATICO. - Se incorporarán al modelo matemático de cada estructura las restricciones y características anotadas en el inciso V. del capítulo 1.

- Además:
- 1) Los apoyos se considerarán articulados.
  - 2) Cada marco se dividirá en nudos y elementos, según se muestra en los modelos correspondientes.
  - 3) Se supondrá que los elementos solo resisten fuerzas axiales, es decir se acepta el comportamiento de armadura para las celosías. (II).
  - 4) Las cargas se aplicarán en los nudos de la celosía, ya que en la realidad serán transmitidas a la estructura por medio de largueros colocados en los nudos.
  - 5) Se usará como material el acero A36.

MODELO MATEMATICO PARA EL MARCO DE 12 m. DE CLARO.

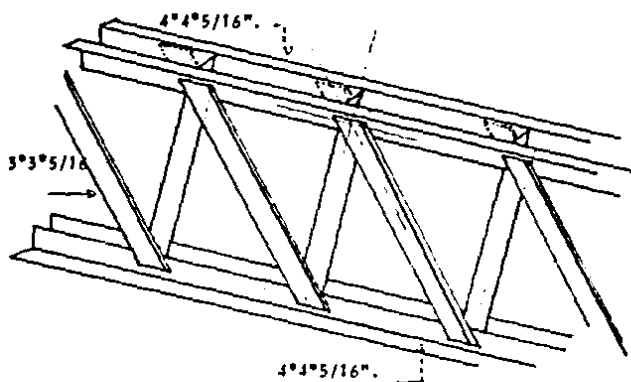
- A) Los miembros principales estaran formados por angulos de:  $4^{\circ}4'5/16$  en la posición que se muestra en la figura:



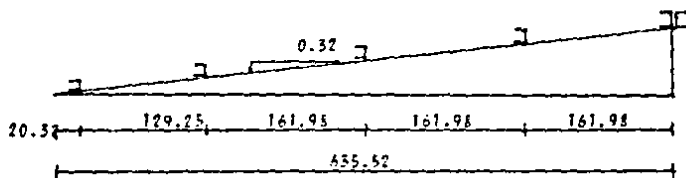
$$A = 30.96 \text{ cm}^2.$$

$$W = 0.244 \text{ Kg/cm}.$$

En la celosía se usaran angulos de  $3^{\circ}3'5/16$ .



- B) CARGAS: Se aplicaran las cargas obtenidas en el analisis preliminar, el peso propio de la estructura sera calculado por el programa y se sumara a la carga muerta aplicada a la estructura.
- C) Distribución de largueros de techo:





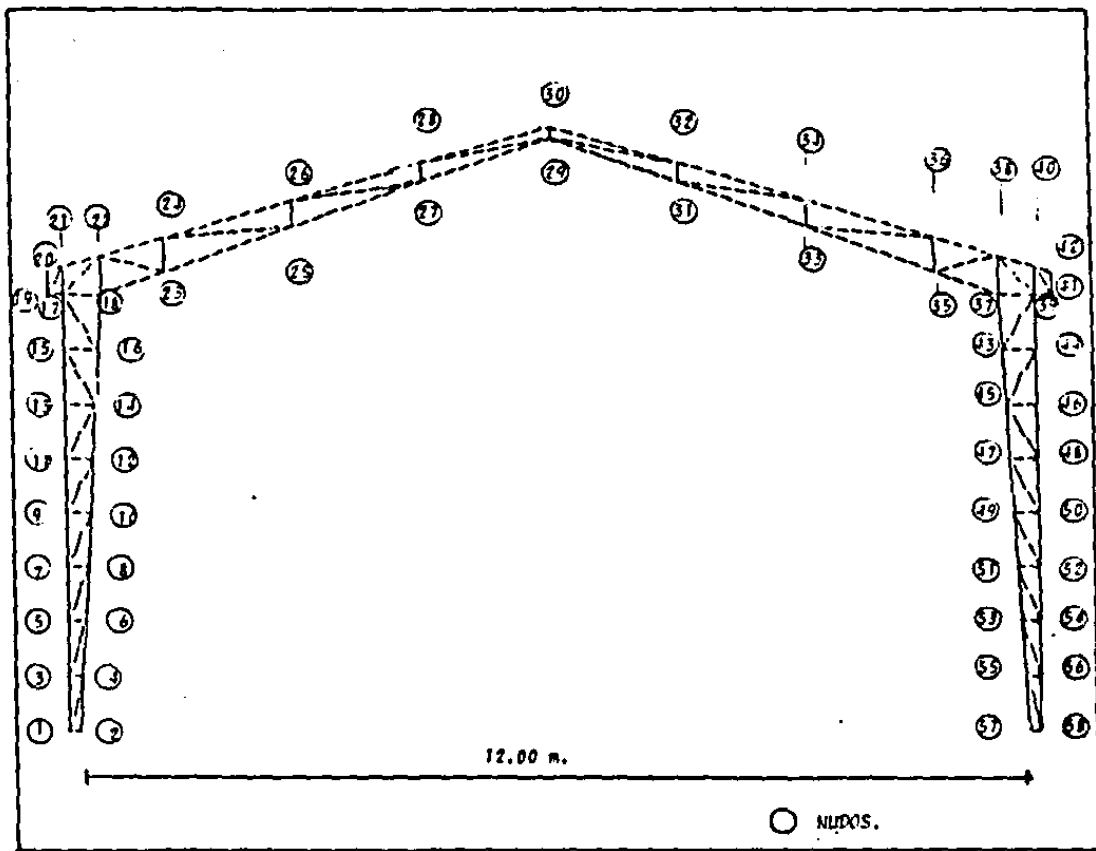
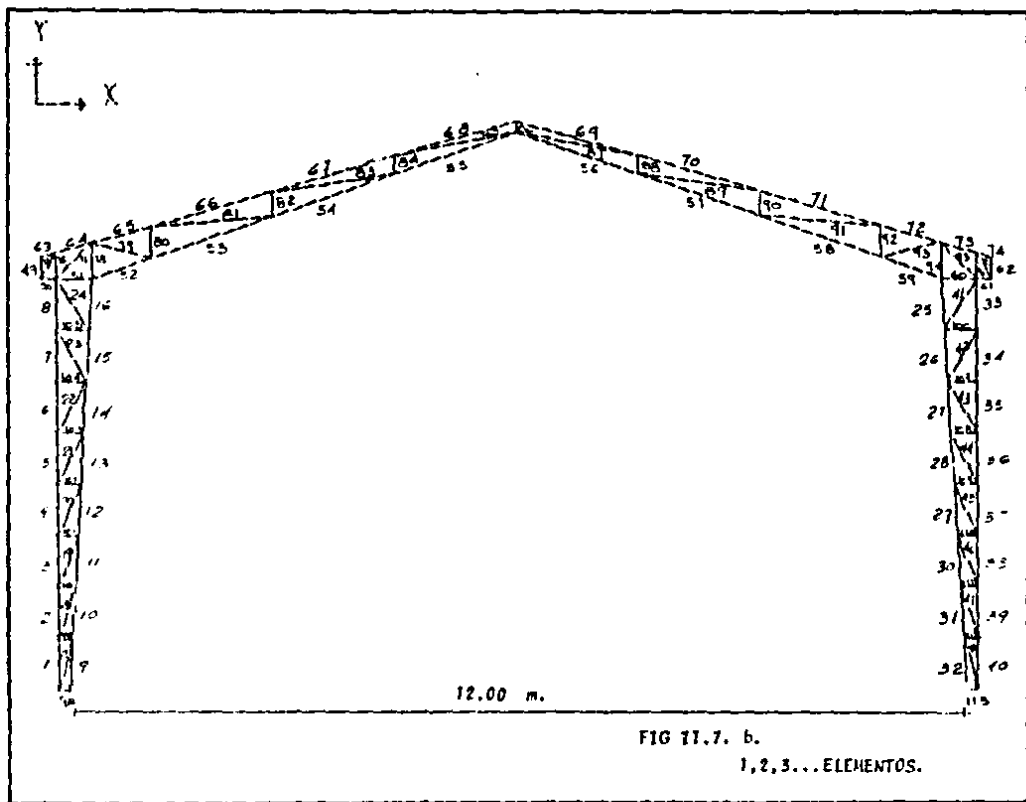
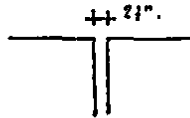


FIG. 11.7. a.



MODELO MATEMATICO PARA EL MARCO DE 20 m. DE CLARO.

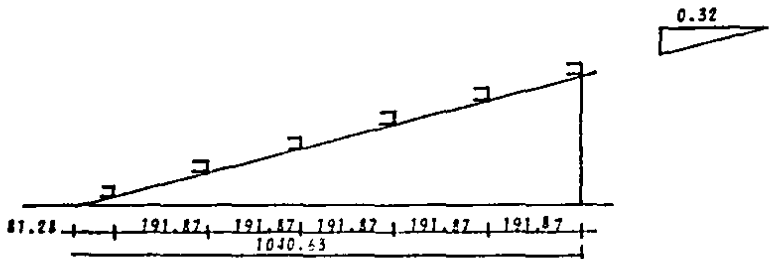
A) SECCIONES PROPUESTAS: Las cuerdas de la celosía estarán formadas por ángulos de  $4 \times 4 \times 5/16$ ".



$A = 30.96 \text{ cm}^2$ .  
 $W = 0.244 \text{ Kg/cm}$ .

En la celosía se usarán ángulos de  $2 \frac{1}{2} \times 2 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4}$ ".

B) Distribución de largueros de techo:



C) Se aplicarán las cargas utilizadas para el diseño preliminar con excepción del peso propio, mismo que será calculado por el programa.

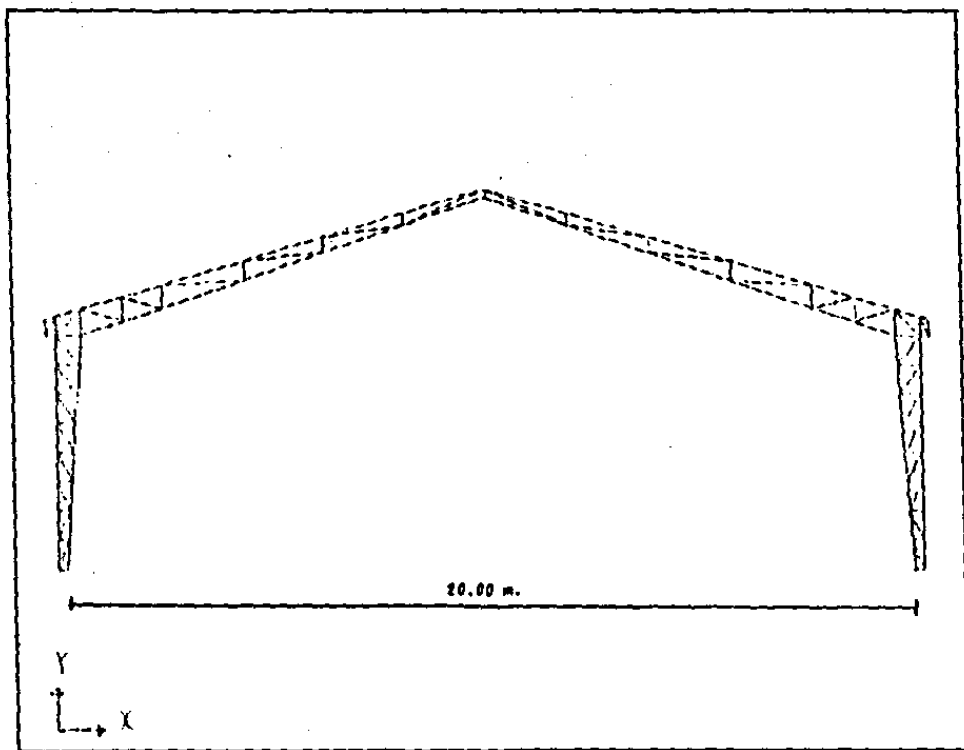


FIG. 11.1. a.

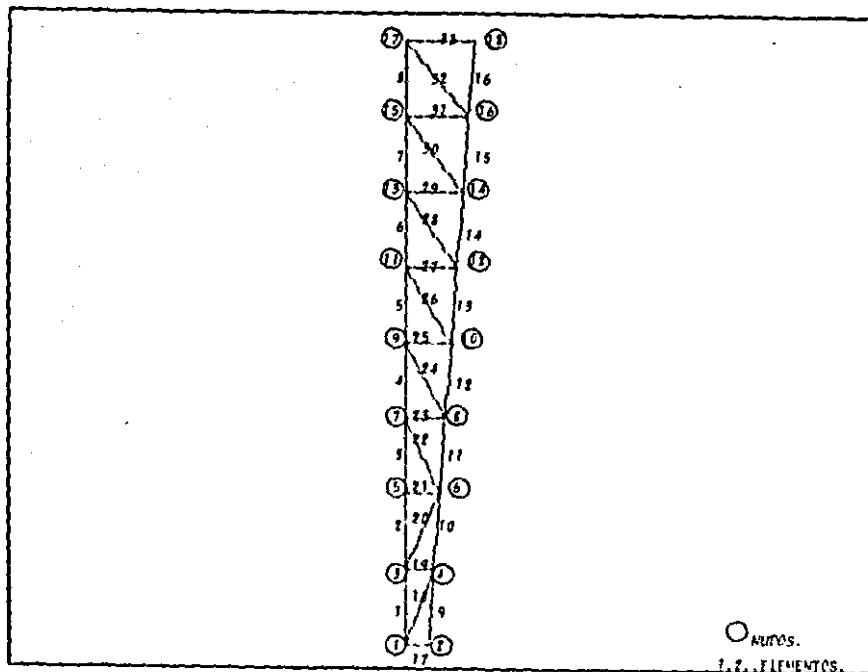


FIG 11. a. b.

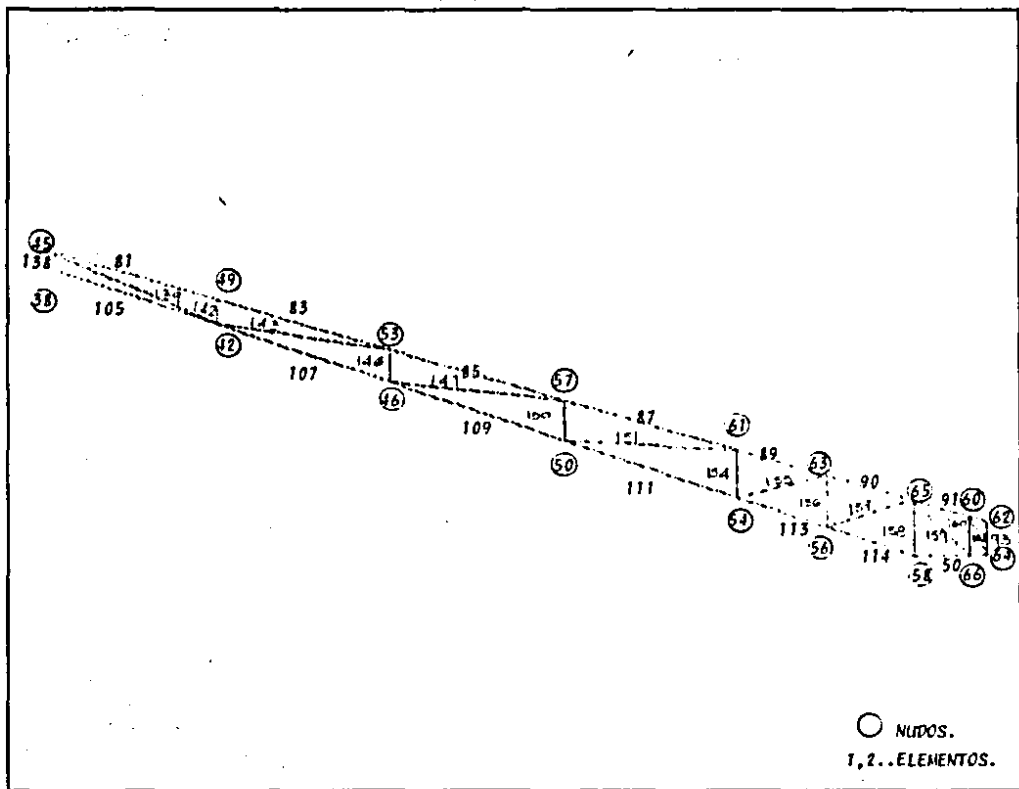


FIG 11.8.c.

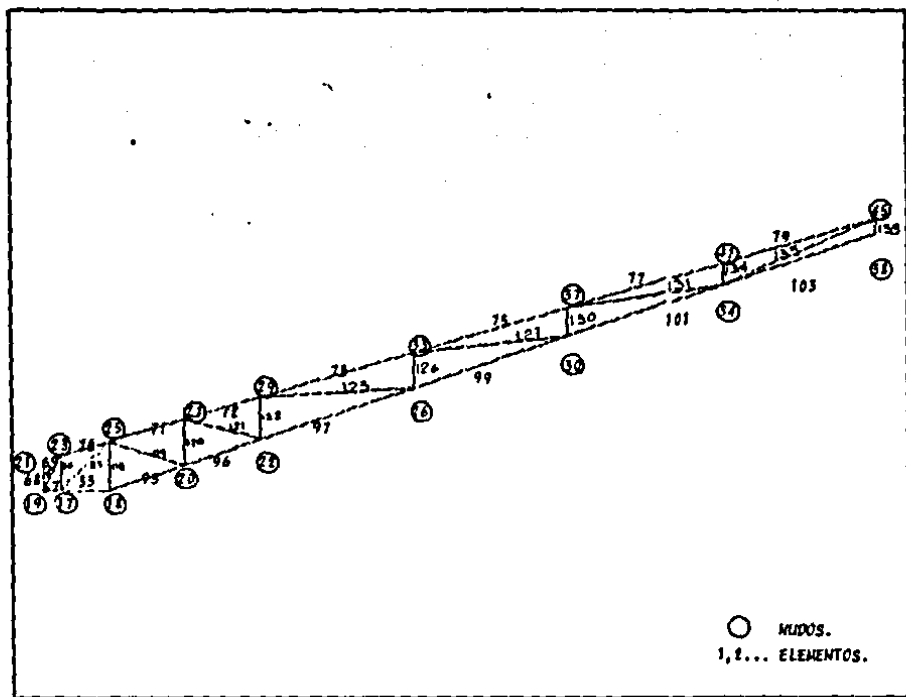


Fig II. B. d.

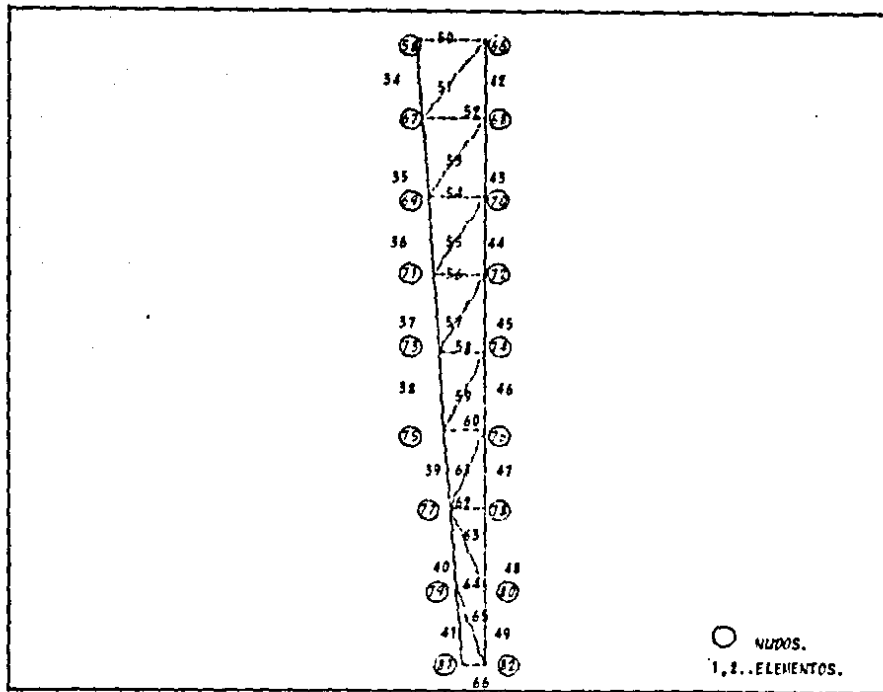
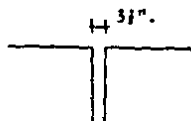


FIG. 11.º.e.



MODELO MATEMATICO PARA EL MARCO DE 35m. DE CLARO.

A) SECCIONES PROPUESTAS: Las cuerdas estarán formadas por ángulos de  $6^{\circ}6'4''$ .

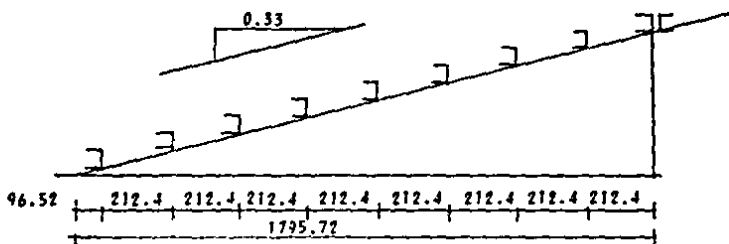


$$A = 74.20 \text{ cm}^2.$$

$$W = 0.583 \text{ Kg/cm}.$$

En la celosía se usarán ángulos de  $3^{\circ}3'4''$ .

B) Distribución de largueros de techo:



C) Las cargas aplicadas serán las determinadas para el análisis preliminar con excepción del peso propio de la estructura, que será calculado por el programa.

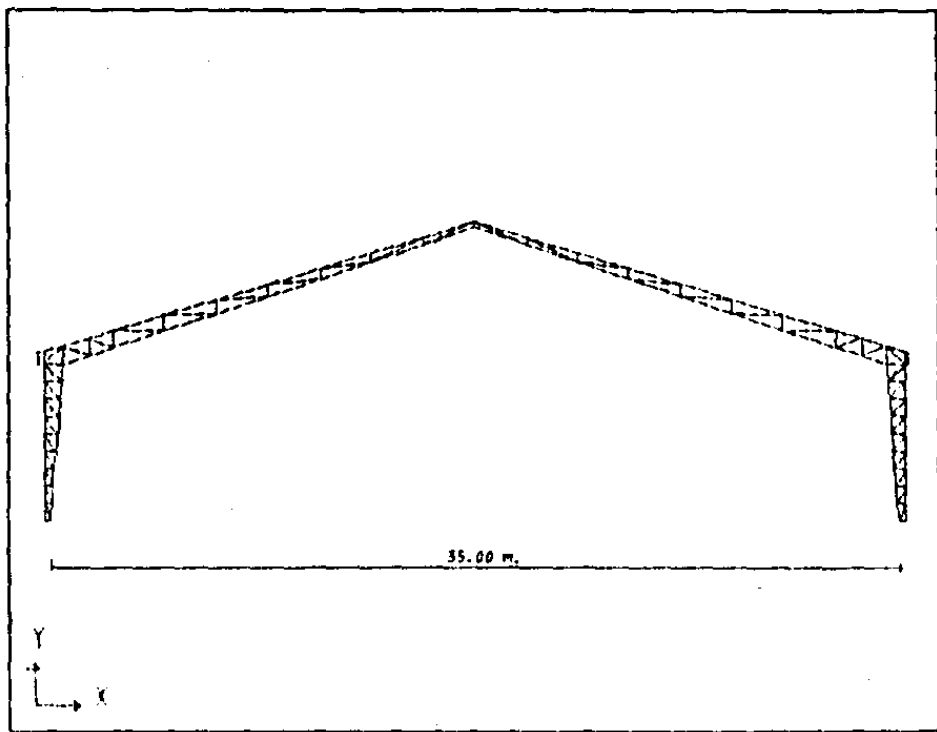


FIG. 11.9.a.

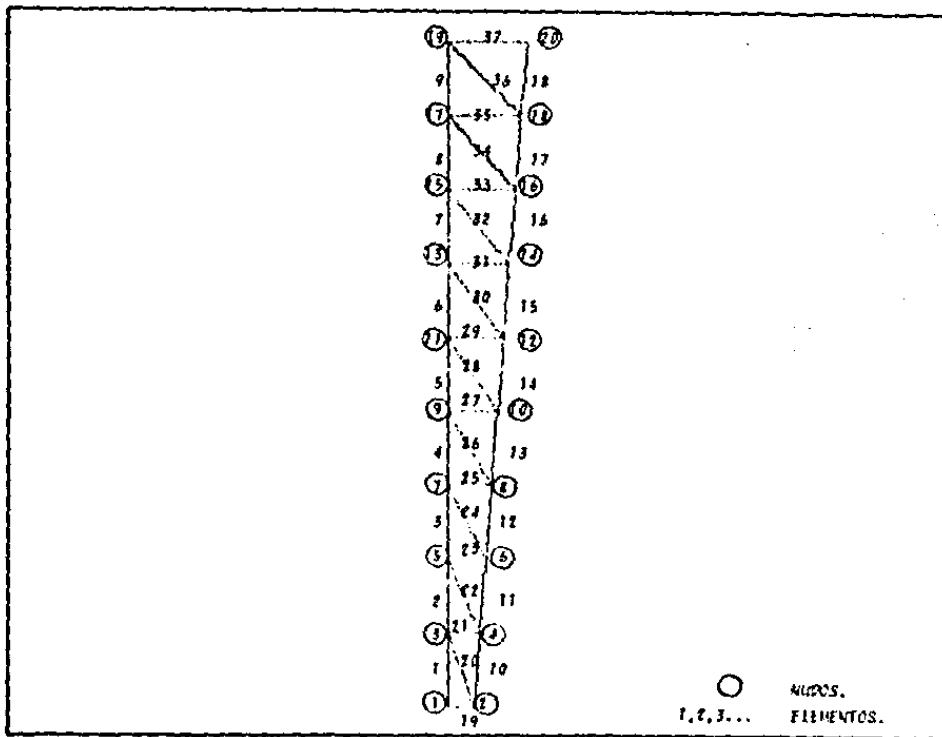


FIG 11.9.b.

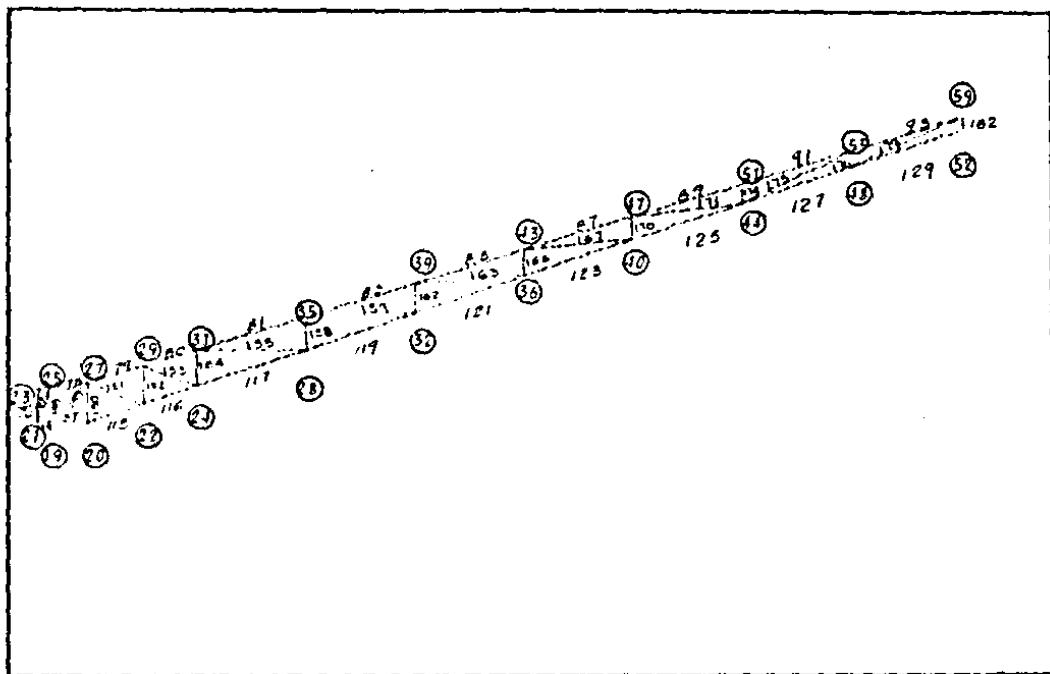


FIG 11.9.c.

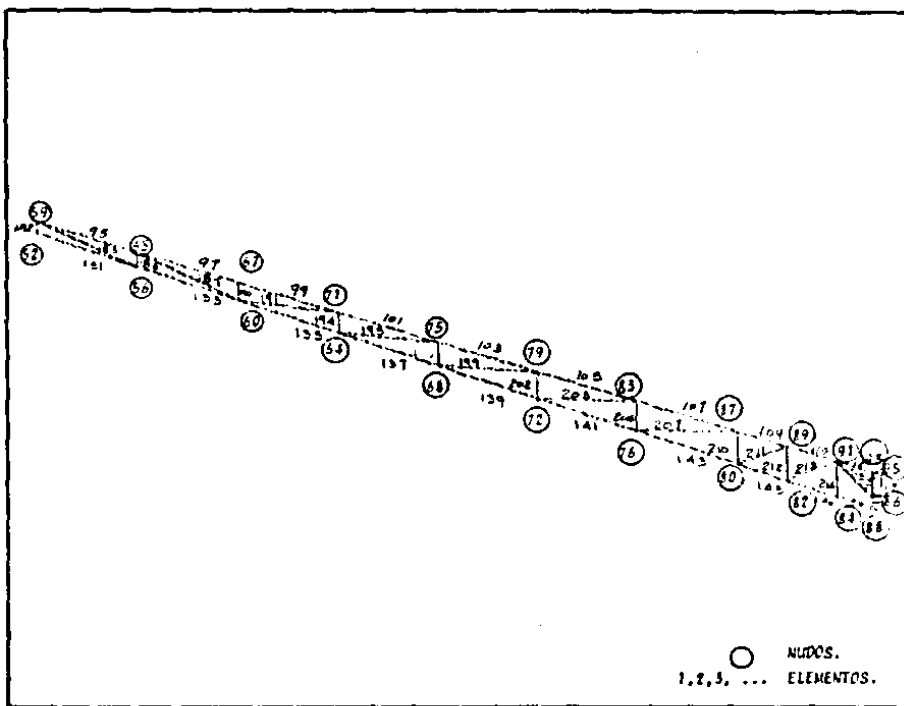


FIG II.9.d.

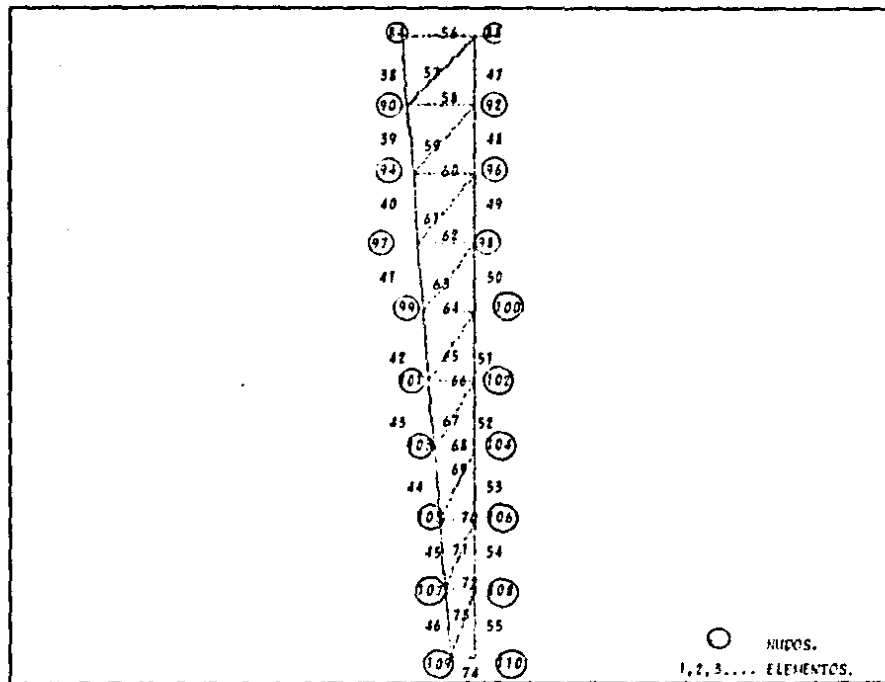
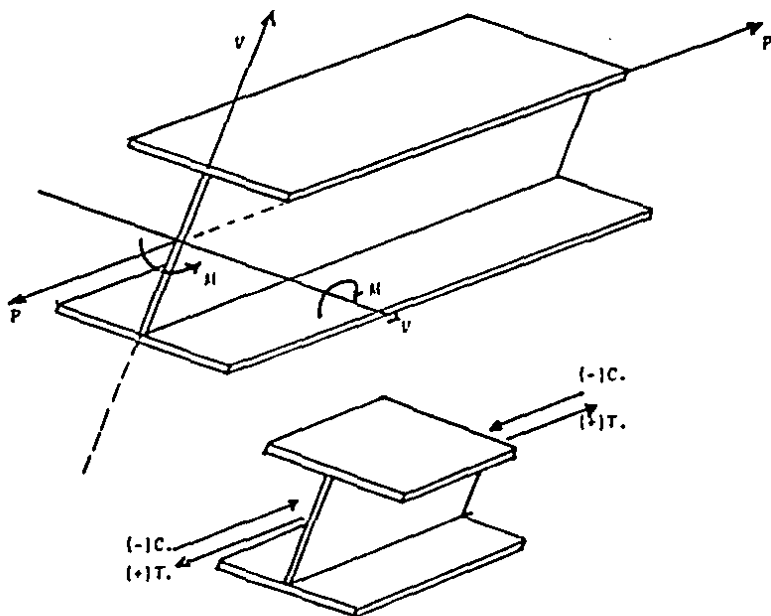


FIG 11.9.e:

## 11.7. DETERMINACION DE LOS ELEMENTOS MECANICOS EN LA ESTRUCTURA.

Se empleará el programa SAP-80, que es un programa de uso general para el análisis estructural por el método de elementos finitos (IX).

El sentido positivo de signos es el siguiente:



A continuación se presentan los elementos mecánicos en cada elemento (MEM), para cada marco, de acuerdo con el modelo matemático correspondiente.

Las fuerzas axiales están dadas en Kg.

Las condiciones de carga corresponden a los renglones 1, 2, y 3 de la siguiente manera:

- 1 CM + CV
- 2 CM + CVR + VTO.
- 3 CM + CVR + SIS.



SABDO MAR.06 [-] = COMPRESION.

.....  
 ..... FRAME MEMBER FORCES .....  
 .....

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 32000

MEM #	LOAD #	AIRIAL FORCE			
1	1	-8818.88	13	1	-10185.33
	2	19128.21		2	14778.31
	3	-8187.48		3	-7415.17
2	1	-8049.05	14	1	-12586.25
	2	633.02		2	14231.89
	3	435.59		3	-8402.40
3	1	2225.20	15	1	-16023.23
	2	-7898.17		2	15237.18
	3	2259.47		3	-9808.34
4	1	3420.98	16	1	-17301.47
	2	-1442.28		2	14009.93
	3	3620.97		3	-10329.27
5	1	7837.13	17	1	-9804.10
	2	-15244.80		2	82207.61
	3	4635.57		3	-4129.36
6	1	9831.81	18	1	-6432.49
	2	-16663.46		2	819405.25
	3	5470.40		3	-8722.47
7	1	9850.11	19	1	-4570.74
	2	-16448.16		2	9074.13
	3	5488.70		3	-1927.78
8	1	11428.11	20	1	-3432.47
	2	-14753.92		2	6890.01
	3	6156.57		3	-1440.80
9	1	12834.27	21	1	-2684.31
	2	-47322.76		2	1981.70
	3	2268.73		3	-1119.70
10	1	33211.00	22	1	-2169.02
	2	-18600.93		2	1292.89
	3	-1742.17		3	-885.90
11	1	-2772.24	23	1	1760.80
	2	-118.02		2	2113.77
	3	-4323.57		3	729.27
12	1	-7043.90	24	1	1506.72
	2	8425.40		2	1807.76
	3	-6110.80		3	631.42
	1	-17276.57	25	1	-16004.19
	2	-9712.23		2	-8026.73
	3	-17373.57		3	-15893.09
	1	-16004.19	26	1	-16004.19
	2	-8026.73		2	-8026.73
	3	-15893.09		3	-15893.09
	1	-12576.14	27	1	-12576.14
	2	-3018.96		2	-3018.96
	3	-11904.92		3	-11904.92
	1	-10182.82	28	1	-10182.82
	2	-2440.40		2	-2440.40
	3	-9122.11		3	-9122.11
	1	-7051.25	29	1	-7051.25
	2	1262.19		2	1262.19
	3	-5484.41		3	-5484.41
	1	-2793.21	30	1	-2793.21
	2	6092.37		2	6092.37
	3	-541.98		3	-541.98
	1	3311.24	31	1	3311.24
	2	14141.67		2	14141.67
	3	6339.57		3	6339.57
	1	10765.34	32	1	10765.34
	2	26297.90		2	26297.90
	3	17301.82		3	17301.82
	1	11408.46	33	1	11408.46
	2	7000.84		2	7000.84
	3	11632.57		3	11632.57
	1	9835.36	34	1	9835.36
	2	2805.77		2	2805.77
	3	9308.72		3	9308.72
	1	9817.05	35	1	9817.05
	2	5787.47		2	5787.47
	3	4790.42		3	4790.42
	1	7886.33	36	1	7886.33
	2	3070.49		2	3070.49
	3	7552.24		3	7552.24

MARCO EN CECOSIA 12<sup>ta</sup> CLASE \*TESIS PROFESIONAL L. A. M. \*ULSA 1966

37	1	5449.83
	2	1446.66
	3	4723.78
38	1	2273.67
	2	-2299.43
	3	1044.48
39	1	-6027.05
	2	-7371.39
	3	-3939.63
40	1	-8171.93
	2	-15458.03
	3	-11040.22
41	1	1500.06
	2	1139.38
	3	1743.16
42	1	1759.26
	2	1306.84
	3	2039.42
43	1	-2158.28
	2	-2144.94
	3	-2907.87
44	1	-2678.72
	2	-2639.60
	3	-3101.97
45	1	-3421.79
	2	-4040.87
	3	-3970.31
46	1	-4556.57
	2	-5378.07
	3	-5284.73
47	1	-6412.68
	2	-6447.23
	3	-7434.77
48	1	-9773.43
	2	-12869.60
	3	-11329.12
49	1	-3.71
	2	-3.71
	3	-301.21
50	1	-4.00
	2	-4.29
	3	-165.68

51	1	-13217.71
	2	1024.38
	3	-7471.65
52	1	-15134.03
	2	12071.10
	3	-8585.42
53	1	-10272.70
	2	11306.14
	3	-4945.04
54	1	-2410.78
	2	9057.26
	3	1273.44
55	1	4730.65
	2	4924.57
	3	3980.89
56	1	4746.47
	2	-7236.65
	3	1942.25
57	1	-2388.34
	2	-6624.87
	3	-4463.85
58	1	-10540.65
	2	-8797.88
	3	-11621.52
59	1	-15106.68
	2	-9016.66
	3	-15586.55
60	1	-13193.53
	2	-7948.05
	3	-13639.29
61	1	-4.00
	2	104.51
	3	-3.81
62	1	-3.71
	2	-3.71
	3	-3.70
63	1	.71
	2	.24
	3	-939.44
64	1	11.04
	2	11.49
	3	-934.79

65	1	8394.02
	2	-12072.86
	3	2943.11
66	1	618.78
	2	-9443.53
	3	-3126.80
67	1	-6350.96
	2	-3758.46
	3	-7710.32
68	1	-10275.06
	2	3962.34
	3	-7775.60
69	1	-10275.06
	2	3962.38
	3	-7775.60
70	1	-6360.46
	2	6164.20
	3	-3750.92
71	1	596.60
	2	7101.54
	3	2499.93
72	1	8568.57
	2	7636.80
	3	9408.65
73	1	11.02
	2	10.91
	3	10.99
74	1	.83
	2	.51
	3	1.03

75	1 11.62	65	1 3849.47	102	1 1160.59
	2 11.72		2 -9462.97		2 -6323.93
	3 351.78		3 79.01		3 483.96
76	1 -606.45	67	1 3634.31	103	1 1021.91
	2 -14.31		2 2166.70		2 -606.43
	3 -767.63		3 3947.74		3 424.76
77	1 16237.51	69	1 6739.79	104	1 .00
	2 -17990.83		2 919.41		2 -1644.48
	3 10240.27		3 6031.66		3 .00
78	1 -11933.17	91	1 7650.89	105	1 -831.74
	2 9746.03		2 523.11		2 -996.68
	3 -7276.46		3 6708.67		3 -346.40
79	1 4405.98	93	1 2203.26	106	1 -829.09
	2 -749.33		2 102.90		2 -627.73
	3 3514.57		3 1916.36		3 -962.64
80	1 -2718.09	95	1 2203.26	107	1 .00
	2 468.52		2 102.90		2 217.04
	3 -2167.12		3 1916.36		3 .00
82	1 -2187.99	94	1 -11917.89	108	1 1018.66
	2 616.16		2 -9042.63		2 1012.59
	3 -1625.23		3 -11843.14		3 1183.23
84	1 -1484.20	95	1 18225.38	109	1 1157.31
	2 867.43		2 10961.21		2 1367.14
	3 -976.39		3 18699.71		3 1343.32
86	1 4977.89	96	1 -606.45	110	1 1335.95
	2 -2362.27		2 -14.30		2 1577.19
	3 3653.63		3 -521.31		3 1549.81
88	1 -1482.90	97	1 11.63	111	1 1575.86
	2 -200.67		2 11.79		2 2076.42
	3 -1331.24		3 11.66		3 1827.30
90	1 -2186.98	98	1 .00	112	1 1916.77
	2 -146.81		2 .00		2 2224.39
	3 -1917.35		3 .00		3 2222.06
92	1 -2717.24	99	1 1922.74	113	1 .00
	2 -120.05		2 -5792.09		2 .00
	3 -2362.39		3 814.95		3 .00
81	1 7654.31	100	1 1580.74		
	2 -2128.49		2 -4775.49		
	3 5820.08		3 264.07		
83	1 6746.08	101	1 1340.17		
	2 -3929.74		2 -2222.21		
	3 4441.30		3 564.03		

MAPBO V84.06

.....  
 ..... FRAME MEMBER FORCES .....  
 .....

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 & 3600

MEM	LOAD	AXIAL				
#	#	FORCE				
-----						
1			13		33	
1	-17082.03		1	-21050.99	1	-23999.30
2	10063.82		2	2348.28	2	2849.34
3	-6497.01		3	-15282.83	3	-15229.43
-----						
2			14		18	
1	-3465.14		1	-24909.94	1	-18688.17
2	2979.56		2	2994.03	2	11231.99
3	-338.37		3	-17271.27	3	-9423.88
-----						
3			15		20	
1	-3435.20		1	-28071.67	1	-12437.35
2	2990.50		2	2511.04	2	7663.31
3	-327.44		3	-18908.98	3	-6415.54
-----						
4			16		22	
1	2804.53		1	-30710.23	1	8899.41
2	-485.47		2	3104.04	2	-3768.43
3	3734.28		3	-20267.25	3	4583.83
-----						
5			17		24	
1	9010.37		1	.00	1	8851.36
2	-3081.43		2	.00	2	-2889.68
3	6941.58		3	.00	3	3532.86
-----						
6			19		26	
1	13847.59		1	4891.88	1	5484.70
2	-3862.21		2	-2883.49	2	-805.03
3	9446.61		3	2417.13	3	2832.13
-----						
7			21		28	
1	17727.37		1	.00	1	4526.43
2	-4476.82		2	-748.48	2	-737.19
3	11460.64		3	.00	3	2341.36
-----						
8			23		30	
1	20911.30		1	-3352.34	1	3827.77
2	-3965.51		2	1417.03	2	999.79
3	12118.04		3	-1727.54	3	1984.04
-----						
9			25		32	
1	27114.59		1	-2937.18	1	3301.96
2	-19408.71		2	487.46	2	224.27
3	9507.93		3	-1515.47	3	1715.59
-----						
10			27		34	
1	9768.42		1	-2615.28	1	-30707.46
2	-8730.60		2	429.01	2	-11048.57
3	378.86		3	-1351.46	3	-28084.81
-----						
11			29		36	
1	-10042.79		1	-2338.43	1	-28091.28
2	1903.67		2	-367.19	2	-10703.40
3	-9617.08		3	-1221.08	3	-25390.85
-----						
12			31			
1	-16232.63		1	-2145.14	1	-24924.89
2	4325.77		2	-338.90	2	-10282.90
3	-12801.53		3	-1112.20	3	-22155.10

37  
 1 -21060.71  
 2 -9656.60  
 3 -18206.41

38  
 1 -18236.30  
 2 -6639.27  
 3 -13276.36

39  
 1 -10040.21  
 2 -2602.85  
 3 -6944.47

40  
 1 9763.40  
 2 12303.03  
 3 13314.28

41  
 1 27129.59  
 2 26603.27  
 3 31039.30

42  
 1 20931.33  
 2 9117.63  
 3 19065.73

43  
 1 17742.74  
 2 8668.86  
 3 15808.13

44  
 1 13687.71  
 2 7018.79  
 3 11838.78

45  
 1 9014.60  
 2 4969.00  
 3 6890.28

46  
 1 2802.33  
 2 918.69  
 3 542.31

47  
 1 -5464.10  
 2 -4470.55  
 3 -7904.31

48  
 1 -5473.04  
 2 -4481.48  
 3 -7915.43

49  
 1 -17038.50  
 2 -14013.92  
 3 -19729.73

50  
 1 -23934.93  
 2 -8376.21  
 3 -22272.47

52  
 1 -2150.31  
 2 -276.43  
 3 -2197.21

54  
 1 -2359.88  
 2 -360.45  
 3 -2411.20

55  
 1 -2616.66  
 2 -1103.78  
 3 -2673.72

56  
 1 -2938.49  
 2 -1236.94  
 3 -3006.78

60  
 1 -3333.30  
 2 -2183.88  
 3 -3426.86

62  
 1 .00  
 2 678.02  
 3 .00

64  
 1 4691.93  
 2 3868.92  
 3 4798.22

66  
 1 .00  
 2 .00  
 3 .00

61  
 1 3270.23  
 2 446.77  
 3 3343.02

53  
 1 3832.40  
 2 224.32  
 3 3913.89

55  
 1 4531.64  
 2 1914.72  
 3 4630.33

57  
 1 5490.52  
 2 2314.00  
 3 5610.38

59  
 1 6837.74  
 2 4467.60  
 3 7007.64

61  
 1 8906.02  
 2 5796.33  
 3 9100.96

63  
 1 -12462.61  
 2 -10274.63  
 3 -12733.42

65  
 1 -18287.99  
 2 -15079.31  
 3 -18668.06

67  
 1 -119.93  
 2 107.13  
 3 -310.07

68  
 1 -274.97  
 2 231.02  
 3 -713.46

69  
 1 .39  
 2 .33  
 3 -1391.96

70  
 1 130.65  
 2 -107.53  
 3 -1662.48

72  
 1 11424.79  
 2 -2131.88

3 4063.11

71  
 1 17679.00  
 2 -2984.33  
 3 9027.56

73  
 1 743.87  
 2 -1216.02  
 3 -4150.91

75  
 1 -6320.74  
 2 -843.02  
 3 -10632.87

77  
 1 -14207.61  
 2 -1534.60  
 3 -13770.59

79  
 1 -14256.94  
 2 -1523.73  
 3 -13761.73

81	1 -14200.92 2 -701.35 3 -10181.93	101	1 4199.21 2 223.73 3 6089.79	119	1 3415.52 2 -718.99 3 4303.28
83	1 -14259.77 2 -710.23 3 -10190.78	103	1 8843.10 2 2229.44 3 3090.35	121	1 6188.13 2 -840.77 3 4913.74
85	1 -4323.78 2 1668.63 3 -2176.20	105	1 8843.10 2 2229.42 3 3090.34	123	1 10211.53 2 -867.84 3 7826.40
87	1 733.91 2 4135.08 3 2461.42	107	1 4200.23 2 -1093.02 3 1132.40	127	1 8707.23 2 -347.99 3 6029.38
89	1 11420.68 2 6623.74 3 11460.52	109	1 -2017.48 2 -4218.03 3 -2629.10	131	1 3734.28 2 278.40 3 3046.98
90	1 17670.77 2 8027.61 3 16727.00	111	1 -1387.73 2 -7092.56 3 -12770.92	135	1 1471.73 2 -1432.44 3 4996.58
91	1 130.63 2 30.04 3 112.17	113	1 -22226.09 2 -2492.23 3 -21124.04	136	1 -3034.24 2 250.21 3 -2333.67
92	1 .42 2 .35 3 .48	114	1 -27708.70 2 -2718.92 3 -28246.23	138	1 -2160.53 2 88.50 3 -1543.39
93	1 -274.97 2 -52.84 3 -234.37	115	1 302.56 2 -227.01 3 783.37	134	1 -1286.16 2 4.30 3 -1083.09
94	1 -120.40 2 -23.81 3 -102.22	116	1 -247.31 2 202.26 3 -627.78	136	1 6072.87 2 1835.94 3 3496.27
95	1 -27713.13 2 3403.30 3 -17668.17	117	1 32335.82 2 -2072.08 3 20546.72	139	1 1474.01 2 -2302.02 3 1244.62
96	1 -22230.37 2 2279.12 3 -13310.77	118	1 -21104.52 2 3932.33 3 -14150.24	143	1 5753.29 2 2308.01 3 4823.76
97	1 -13878.96 2 1022.94 3 -8224.17	120	1 -3358.01 2 476.09 3 -2822.22	147	1 8706.62 2 2376.49 3 7338.21
98	1 -2021.22 2 912.17 3 89.90	122	1 -2835.20 2 521.07 3 -2044.40	151	1 10211.14 2 2413.32 3 2604.54

142	1	-1206.18
	2	-237.36
	3	-1083.09
146	1	-2160.92
	2	-268.28
	3	-1820.81
150	1	-2034.24
	2	-715.02
	3	-2558.37
154	1	-3835.06
	2	-840.87
	3	-3231.07
155	1	6187.93
	2	1362.44
	3	3814.48
157	1	5415.32
	2	1203.82
	3	4585.84
156	1	-3557.93
	2	-787.03
	3	-2792.96
158	1	-21101.22
	2	-7679.47
	3	-18139.61
159	1	33329.63
	2	18939.06
	3	29831.02
160	1	-247.31
	2	-95.09
	3	-612.27
161	1	305.53
	2	63.67
	3	281.35

CARBO V84.06

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\* F R A M E M E M B E R S \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

MEMBERS WITH NUMBERS BETWEEN 1 3 2000

MEM	LOAD	AXIAL				
#	#	FORCE				
-----						
1			13		31	
1	-81409.53		1	-83882.02	1	-5135.60
2	53121.17		2	5616.27	2	278.75
3	-42876.68		3	-22051.79	3	-2604.34
-----						
2			14		33	
1	-45745.82		1	-34818.44	1	-5613.37
2	28062.43		2	9141.83	2	241.35
3	-28010.38		3	-28441.06	3	-3304.13
-----						
3			15		35	
1	-21021.37		1	-42878.12	1	-5180.08
2	10749.74		2	11989.20	2	-1427.62
3	-7330.30		3	-73013.25	3	-3023.77
-----						
4			15		37	
1	-2856.32		1	-51002.25	1	-51352.99
2	1090.61		2	12349.73	2	8279.20
3	3120.20		3	-37904.37	3	-35223.85
-----						
5			17		20	
1	11069.83		1	-27164.96	1	37458.68
2	-2266.14		2	12291.78	2	-26118.70
3	11294.50		3	-42510.97	3	21022.19
-----						
6			18		23	
1	82077.72		1	-22420.79	1	26521.43
2	-9873.32		2	11266.02	2	-15701.43
3	17773.76		3	-44590.75	3	12171.18
-----						
7			19		24	
1	31022.72		1	.00	1	20321.36
2	-12404.95		2	.00	2	-10741.11
3	23049.43		3	.00	3	11714.94
-----						
8			21		26	
1	38437.27		1	-11631.95	1	15704.63
2	-12676.22		2	8197.97	2	-6435.40
3	27430.96		3	-6792.52	3	9244.14
-----						
9			23		28	
1	44689.46		1	-7690.42	1	12880.10
2	-12880.16		2	2292.27	2	-4067.49
3	31135.42		3	-2751.47	3	7531.22
-----						
10			25		30	
1	32742.25		1	-2542.31	1	10732.82
2	-29132.27		2	4277.92	2	3263.69
3	11028.70		3	-2002.22	3	2332.27
-----						
11			27		32	
1	8062.92		1	-7221.38	1	2253.87
2	-11665.61		2	2323.93	2	-408.98
3	-3222.32		3	-4124.42	3	2440.71
-----						
12			29		34	
1	-10036.21		1	-2757.22	1	2272.48
2	-1069.97		2	5129.67	2	-235.27
3	-13956.23		3	-2274.17	3	4722.07



36	1	7149.48
	2	1978.48
	3	4219.31

38	1	-62470.80
	2	-6341.33
	3	-59163.78

39	1	-57164.62
	2	-5343.91
	3	-50080.44

40	1	-31004.01
	2	-3992.20
	3	-44182.60

41	1	-42678.01
	2	-2258.48
	3	-37038.10

42	1	-34618.39
	2	-247.71
	3	-34866.03

	1	-23582.03
	2	2401.26
	3	-17997.56

	1	-10036.36
	2	6036.11
	3	-4007.30

43	1	8012.77
	2	10783.61
	3	12994.70

44	1	32742.03
	2	17644.48
	3	36857.33

47	1	44689.12
	2	4344.54
	3	39153.03

48	1	38437.23
	2	2892.13
	3	33166.32

49	1	31022.59
	2	1491.55
	3	29531.67

50	1	26077.66
	2	-1961.42
	3	17275.88

31	1	11060.84
	2	-3813.09
	3	6622.61

52	1	-8858.26
	2	-7348.32
	3	-6840.60

53	1	-21021.23
	2	-12393.72
	3	-24406.66

54	1	-43743.61
	2	-19347.43
	3	-48317.57

55	1	-81409.38
	2	-29342.36
	3	-68606.27

56	1	-51323.21
	2	-2941.94
	3	-48077.88

57	1	7159.07
	2	1411.86
	3	6917.29

58	1	-3172.52
	2	-1018.71
	3	-2010.74

59	1	8072.94
	2	1211.79
	3	7805.94

60	1	-3615.84
	2	-1221.35
	3	-5421.07

61	1	6224.15
	2	2070.01
	3	8921.32

63	1	10752.72
	2	2671.40
	3	10444.58

65	1	2860.04
	2	3128.31
	3	1845.01

67	1	1724.76
	2	4120.92
	3	1925.75

59	1	20081.27
	2	2092.34
	3	19321.69

71	1	26921.23
	2	7407.44
	3	22685.47

73	1	27450.72
	2	10423.79
	3	36822.54

62	1	-6122.71
	2	-1362.91
	3	-3934.73

54	1	-6767.39
	2	-1242.12
	3	-2543.75

62	1	1111.11
	2	1111.11
	3	1111.11

60	1	-8540.31
	2	-2184.22

		-6807.00
		6807.00
		13614.00

		1111.11
		1111.11
		1111.11

		-3349.23
		-11497.43

		1111.11
		1111.11
		1111.11

74	1	-120.67
	2	-10.97
	3	-902.42

		-120.75
		-14.82
		-1120.66

77	1	1.91
	2	1.68
	3	-2711.20

87	1	-22300.13	92	1	-27403.77	112	1	1.00
	2	-6500.49		2	2754.11		2	1.75
	3	-24007.72		3	-20234.44		3	1.43
89	1	-28344.01	97	1	-28303.01	113	1	-309.70
	2	-4300.00		2	4003.94		2	-14.00
	3	-27300.11		3	-21335.03		3	-201.46
91	1	-25303.07	99	1	-28344.01	114	1	-182.49
	2	-4466.00		2	3903.04		2	-10.97
	3	-27207.20		3	-21379.00		3	-104.01
93	1	-27400.70	101	1	-22300.77	115	1	-59432.01
	2	-1424.07		2	4003.10		2	9600.57
	3	-23600.00		3	-10432.27		3	-41540.91
76	1	140.75	103	1	-12003.05	116	1	-21079.49
	2	27.00		2	4434.40		2	5002.10
	3	-2270.02		3	-2000.00		3	-34703.41
79	1	40792.02	105	1	010.09	117	1	-41903.06
	2	-10789.10		2	4530.00		2	9300.10
	3	25311.32		3	2003.70		3	-27000.00
80	1	31820.00	107	1	15000.90	118	1	-25003.01
	2	-10561.04		2	4000.00		2	0031.40
	3	7900.97		3	10270.70		3	-13994.94
81	1	15000.00	109	1	21000.00	121	1	-10000.00
	2	-9900.00		2	2000.00		2	0000.00
	3	4900.00		3	2000.00		3	-2049.10
82	1	0000.00	110	1	40799.00	123	1	0000.00
	2	-9100.00		2	2000.00		2	0000.00
	3	-6700.00		3	2000.00		3	0000.00
85	1	-10000.00	111	1	144.07		3	0000.00
	2	-8000.00		2	0000.00			
	3	-10000.00		3	1000.00			

MARCO EN CELOSIA -351 CLAS- TESIS PROFESIONAL L.R.H. JULIO 1964

125  
1 13075.86  
2 5680.23

3 15540.17

127  
1 18444.41  
2 569.22

3 15374.29

129  
1 4727.00  
2 4083.22

3 125.63

131  
1 726.90  
2 4023.24

3 1032.60

133  
1 18444.42  
2 4343.16

3 11923.22

135  
1 11771.22  
2 12423.00

3 7121.53

137  
1 2630.00  
2 5231.00

3 723.74

139  
1 10502.64  
2 5317.32

3 11771.22

141  
1 2553.12  
2 6123.13

3 24439.03

143  
1 41967.14  
2 6427.33

3 38223.31

145  
1 51073.12  
2 6603.21

3 42980.71

146  
1 29430.43  
2 4798.04

3 23033.68

147  
1 373.42  
2 39.44

3 1223.00

148  
1 323.02  
2 47.63

3 1034.40

149  
1 62404.32  
2 15336.71

3 48070.71

150  
1 41543.42  
2 7968.20

3 30237.40

151  
1 2407.11  
2 157.28

3 6911.20

152  
1 9139.04  
2 216.63

3 7464.06

153  
1 6086.06  
2 128.66

3 4973.34

154  
1 6344.32  
2 164.62

3 5179.07

155  
1 12270.62  
2 244.77

3 12417.22

156  
1 24112.01  
2 737.62

3 11192.61

157  
1 22321.17  
2 998.22

3 9497.27

158  
1 9002.40  
2 1370.22

3 7002.21

159  
1 2641.11  
2 1924.01

3 3186.66

160  
1 697.76  
2 3197.98

3 1594.21

161  
1 4379.11  
2 5046.00

3 1634.71

162  
1 2450.77  
2 203.07

3 4463.78

163  
1 4130.21  
2 242.27

3 4220.74

166	1	-1542.10	203	1	1418.00	213	1	8487.83
	2	293.74		2	235.73		2	175.34
	3	-2718.90		3	11872.32		3	7174.31
170	1	-2472.00	207	1	15375.33	216	1	-6086.13
	2	351.17		2	243.45		2	-113.47
	3	-1769.48		3	12467.64		3	-5142.47
174	1	-1391.07	186	1	-1242.00	214	1	-41903.33
	2	-2.56		2	20.64		2	-3962.03
	3	-1176.93		3	-1367.02		3	-36847.03
178	1	-1242.01	190	1	1391.07	215	1	88494.38
	2	-537.42		2	-5.24		2	7423.72
	3	-1777.44		3	-1173.80		3	60670.11
182	1	3232.14	194	1	-2472.00	218	1	-323.82
	2	-2773.74		2	-22.02		2	-47.63
	3	-1421.72		3	-2034.56		3	-283.19
183	1	14379.00	198	1	-2343.09	217	1	372.40
	2	-412.44		2	-60.63		2	39.48
	3	12737.67		3	-2967.92		3	322.89
187	1	897.75	202	1	-4328.78			
	2	-347.25		2	-57.53			
	3	1120.00		3	-3800.40			
191	1	2841.19	206	1	-2422.68			
	2	271.84		2	-77.03			
	3	4720.74		3	-4599.53			
195	1	2822.47	210	1	-6144.30			
	2	242.72		2	-80.61			
	3	6146.24		3	-5376.13			
199	1	12122.16	211	1	9122.15			
	2	322.16		2	148.23			
	3	19222.82		3	7716.76			

II.8.- REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA BAJO CONDICIONES DE SERVICIO.

A.- DESPLAZAMIENTOS:

Según el inciso II.5, los desplazamientos admisibles para cada marco son:

MARCO	$\Delta$ X	$\Delta$ Y
12 m.	4.8 cm.	5.5 cm.
20 m.	4.8 cm.	8.8 cm.
35 m.	5.6 cm.	15.10 cm.

LOS DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS OBSERVADOS ( reportados por el programa ) son:

MARCO	$\Delta$ X	$\Delta$ Y
12m.	3.45 cm.	2.10 cm.
20m.	3.42 cm.	7.54 cm.
35 m.	2.67 cm.	7.28 cm.

Se observa que en ningún caso se exceden los desplazamientos máximos admisibles, por lo que se aceptan las secciones por desplazamiento. Ver figuras II.10 a II.18.

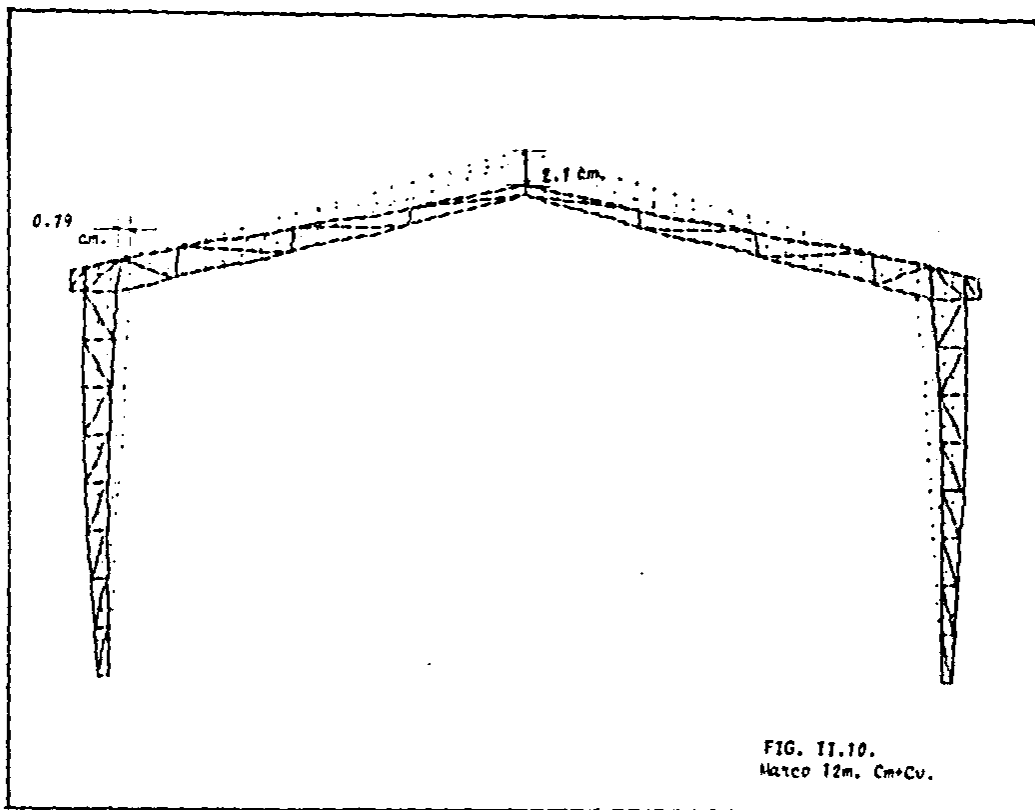


FIG. 11.10.  
Maca 12m. Cm+Cu.

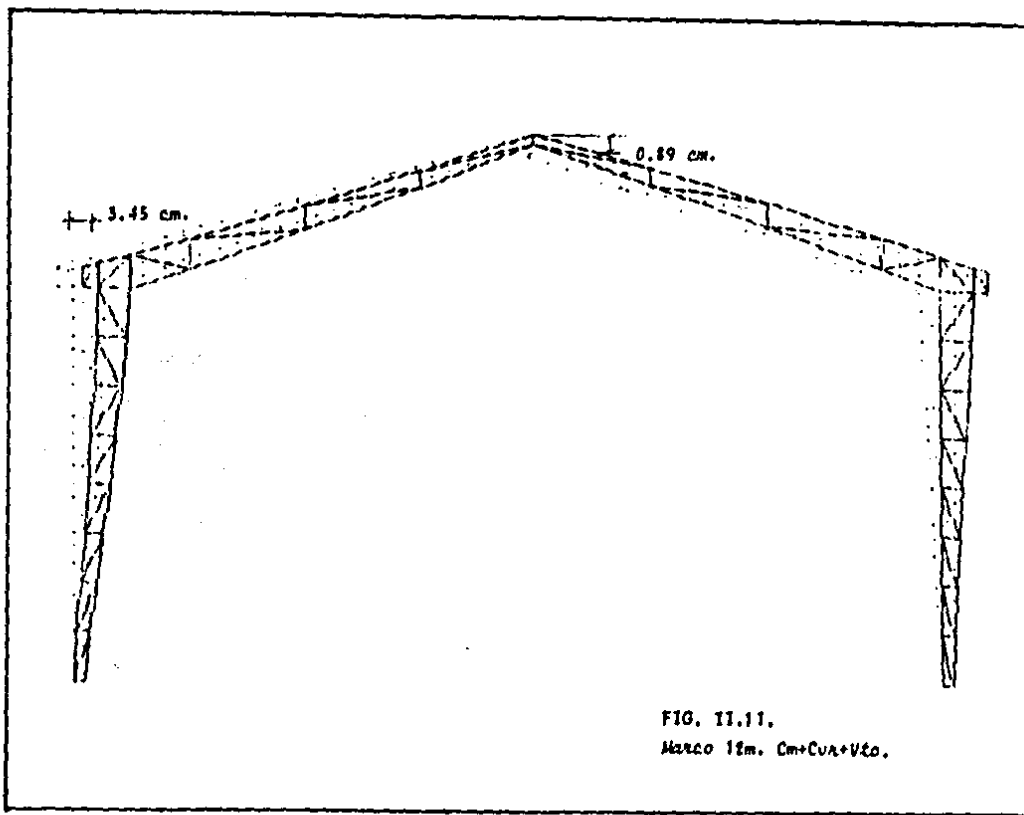


FIG. 11.11.  
Магко 12м. Сл+Сул+Вло.

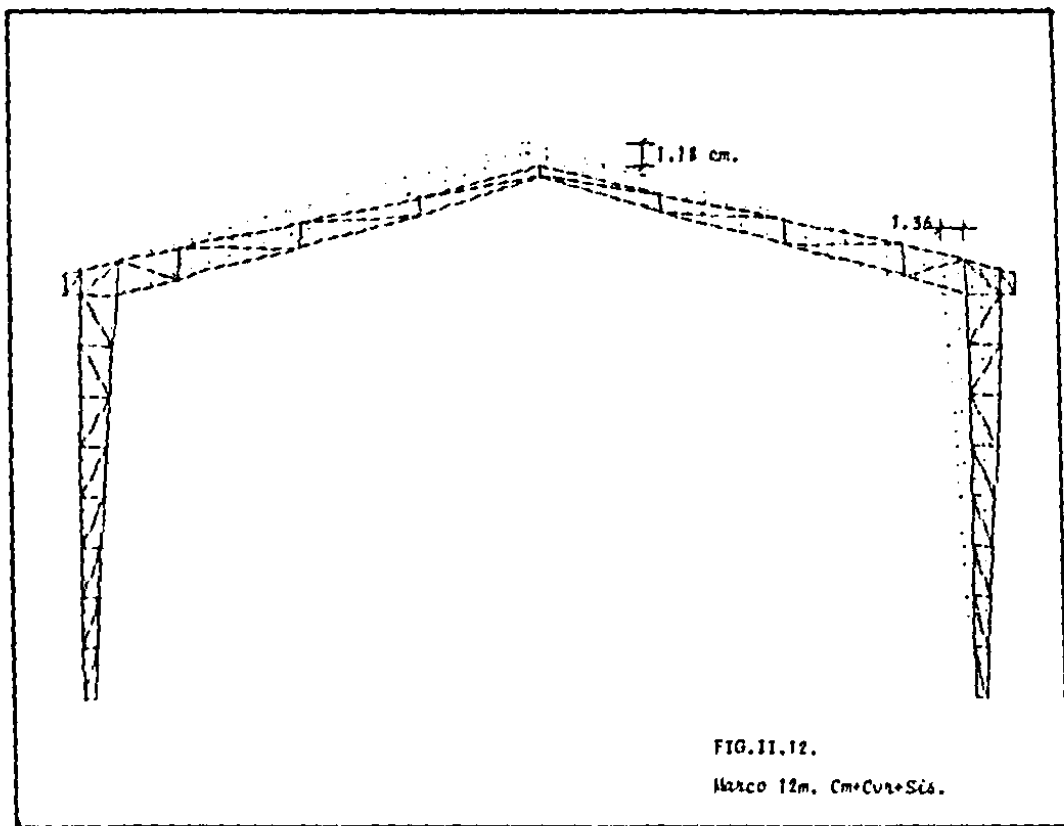


FIG. II. 12.

Wzro 12m. Cm+Cu+Si.



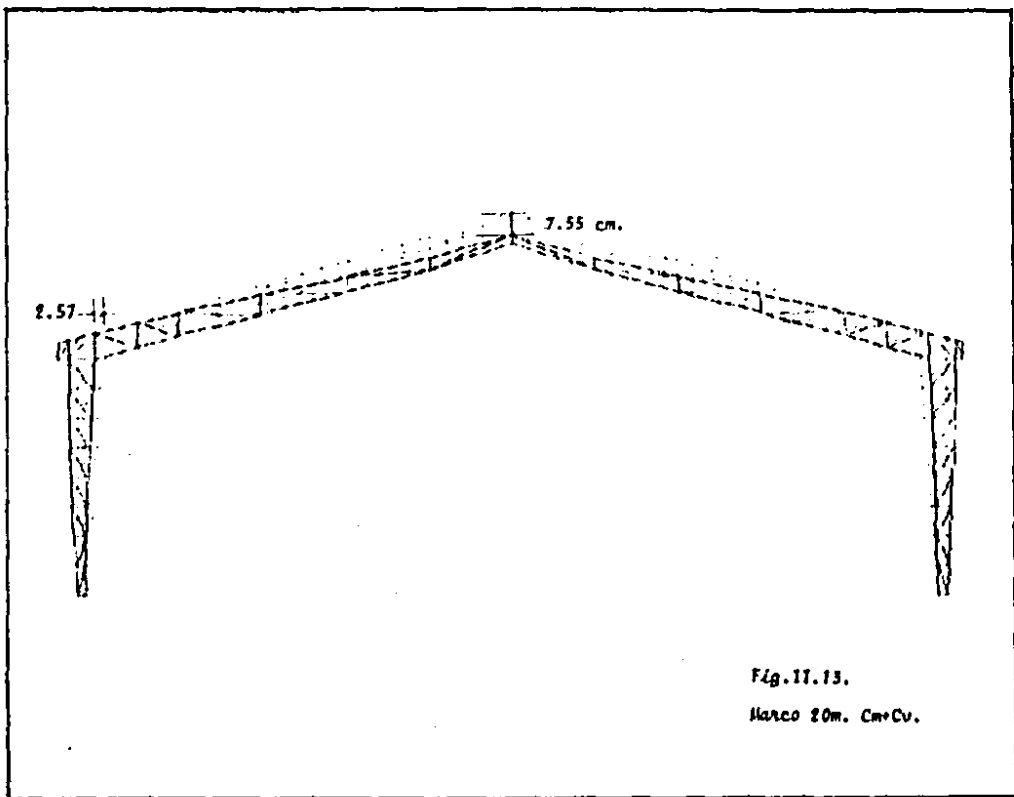


Fig. 17.13.

Marco 20m. Cm+Cu.

ESTI TEXOS NI PERE  
SALA DE LA BIBLIOTECA

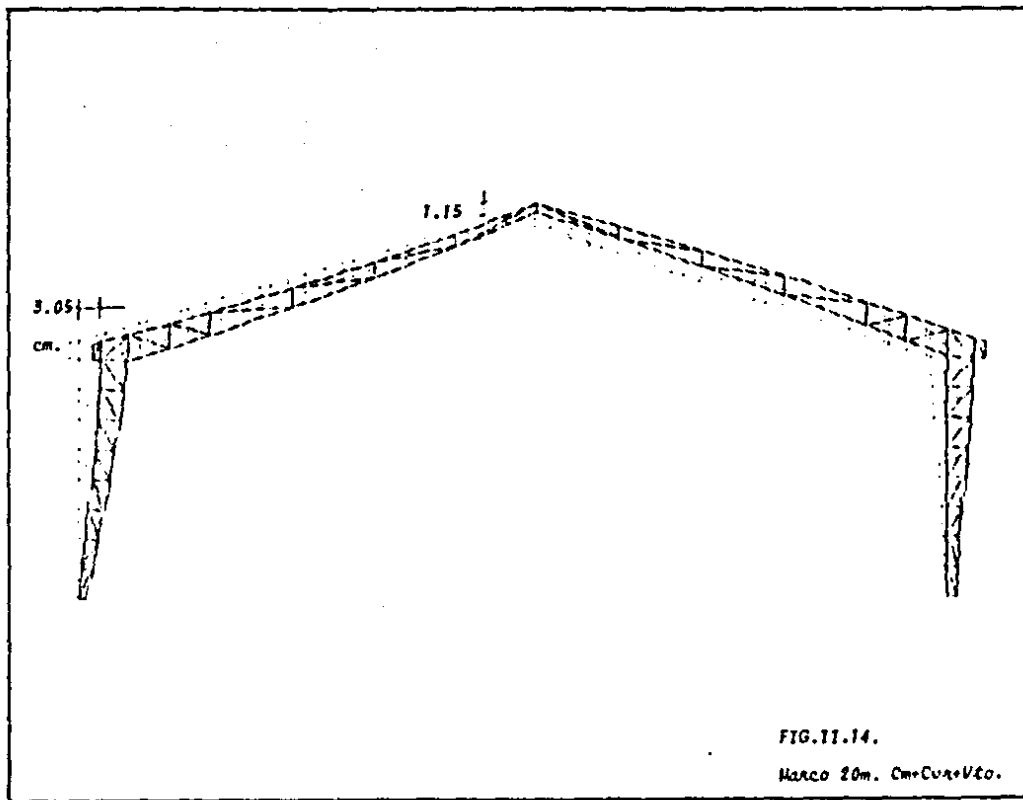


FIG. 11.14.

Marco 20m. Cm+Cu+Vto.

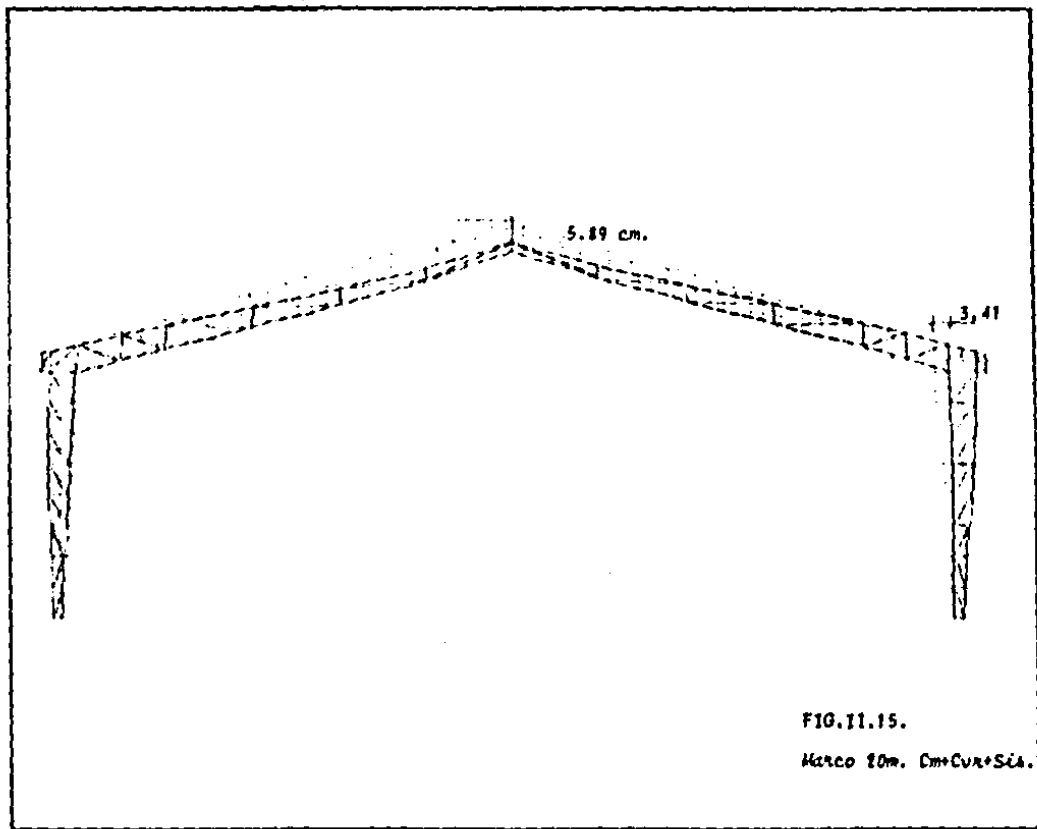
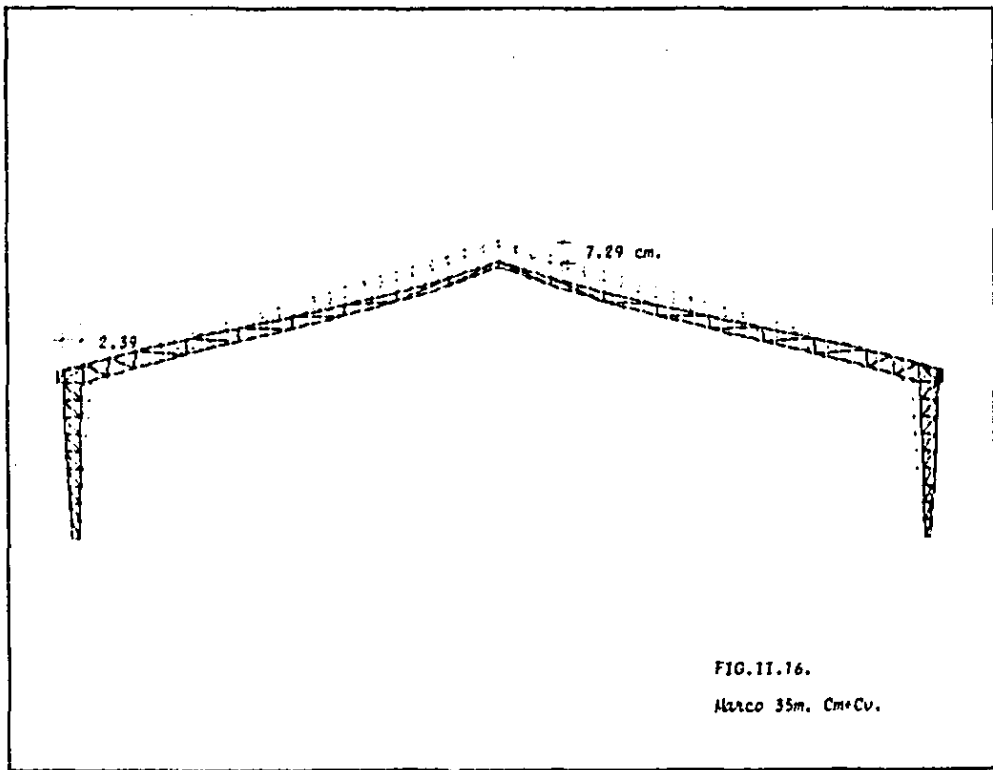


FIG. 11.15.

Marco 10m. Cm+Cur+Sia.



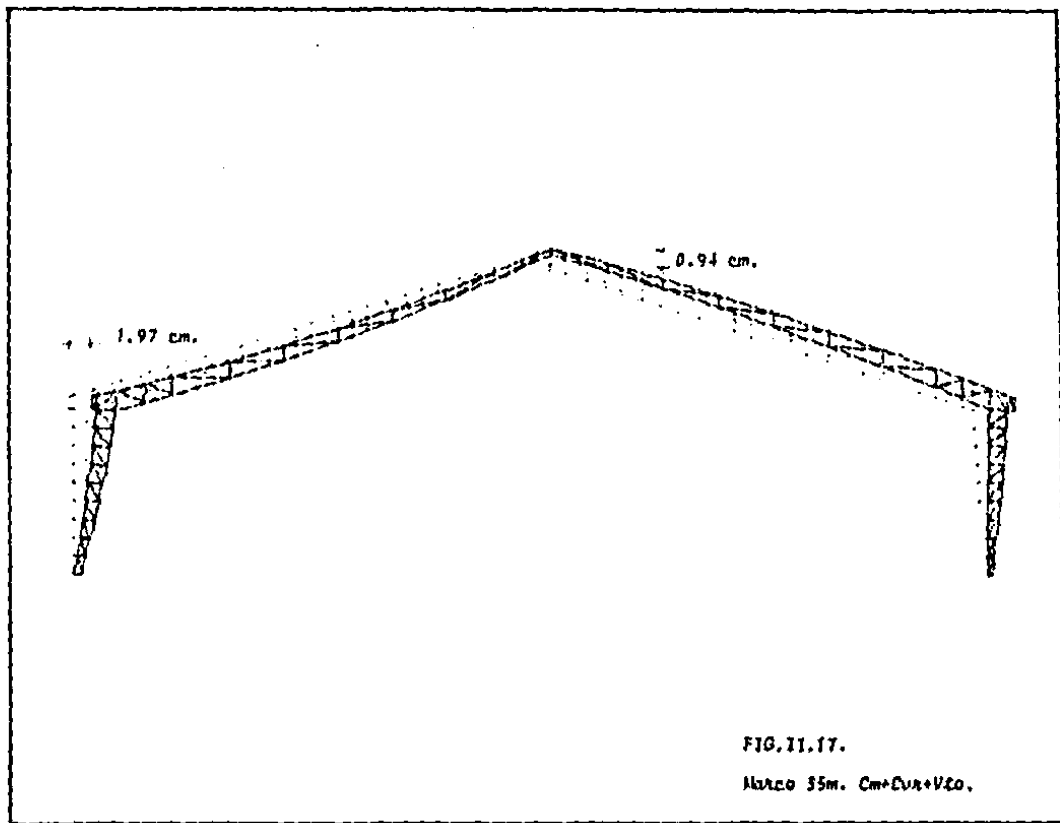
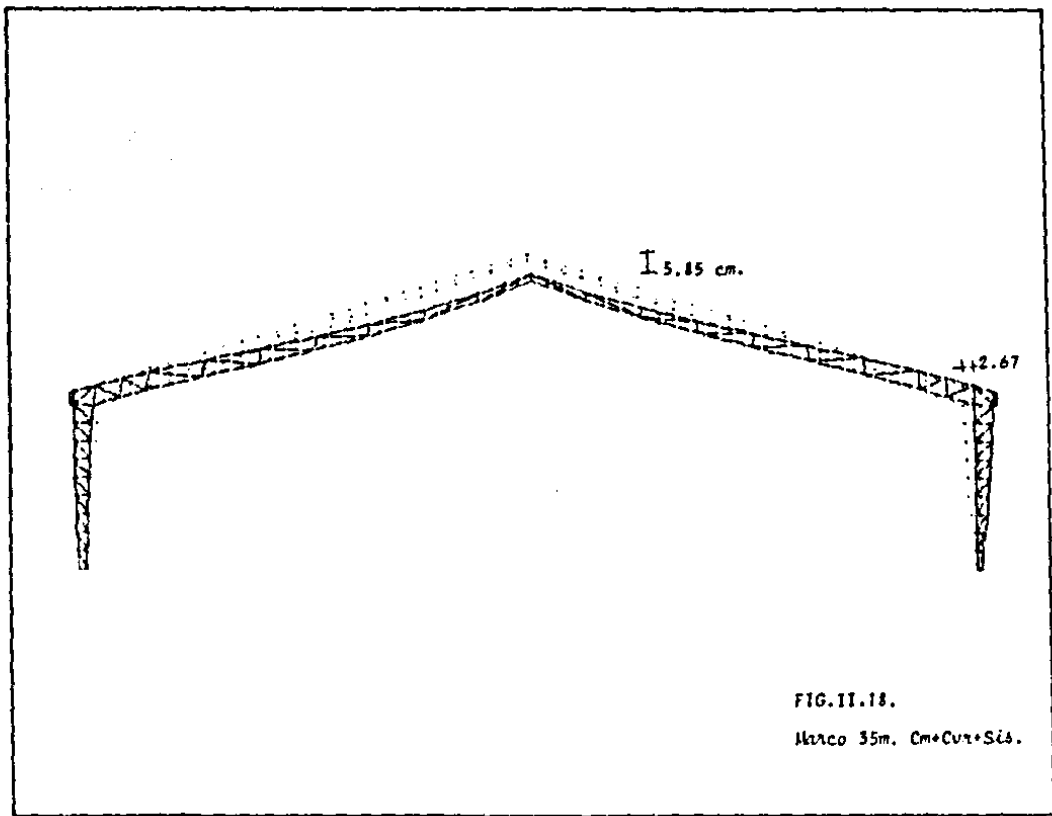


FIG. 11.17.

Итого 35м. Cm+Ev+VCo.



## 11.9.- DISEÑO DEFINITIVO DE LA ESTRUCTURA.

Se usan por lo común tres tipos de celosía; celosía con o sin placas de unión, placas de unión solamente y, cubreplacas perforadas. La función de la celosía es asegurar el trabajo integral de los segmentos só lidos longitudinales (miembros principales). Fig. 11.19.

### A) REQUISITOS DE DISEÑO PARA LA CELOSIA EN COLUMNAS.

El tipo y distribución de la celosía en columnas están deter minados por requisitos de resistencia, fabricación, de mantenimiento y, - costo.

Cuando se usa celosía doble, o celosía con placas de unión (como en el caso de este proyecto), pueden determinarse las cargas sobre las diagonales y placas de unión suponiendo que los miembros de la celo - sía están articulados en sus conexiones y que resisten únicamente fuerzas axiales. Estas cargas se calculan fácilmente y, las diagonales y placas de unión deben dimensionarse como miembros a tensión o a compresión capaces de resistirlas con seguridad.

Asimismo, las conexiones entre la celosía y los segmentos - principales deberán transmitir esas cargas con la seguridad adecuada.

### B) FLUENCIA O PANDEO DE LOS SEGMETOS PRINCIPALES.

Cuando un segmento principal de una columna con celosía fluye o se pandea localmente, la columna puede fallar antes de que alcance su - carga crítica de pandeo  $P_{cr}$ . El esfuerzo máximo en un segmento principal de una columna con celosía, puede determinarse mediante la consideración-

de la flexión local del segmento, actuando como columna independiente entre los apoyos de la celosía.

### C) RESISTENCIA AL PANDEO CARGA AXIAL DE LA COLUMNA EN CONJUNTO.

La resistencia al pandeo de las columnas en celosía es menor que la de las columnas sólidas con la misma relación de esbeltez y la misma área, siempre y cuando la columna sólida no se pandee localmente por tener espesores muy pequeños. La resistencia al pandeo de una columna con celosía, articulada en los extremos y sujeta a carga axial, puede expresarse como:

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 E I / k^2}{L^2} = \frac{\pi^2 E I}{(kL)^2} \quad (X)$$

En donde  $I/k^2$  es la rigidez reducida de la columna y  $E$  es el módulo de elasticidad, que puede tomarse como el módulo tangente  $E_t$ . Los valores de  $k$  pueden reducirse teóricamente mediante el análisis aproximado de deformaciones de la celosía por cortante.

A continuación se indica la fórmula para calcular los valores teóricos de  $k$  para columnas de celosía con placas de unión según Bresler:

$$k = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{(L/r)^2} \left( \frac{A}{A_d} \frac{1}{\cos \theta \sin^2 \theta} + \frac{A}{A_b} \tan \theta \right)}$$

En donde:

- $A$  = Área de la sección transversal de la columna.
- $L$  = Distancia entre los extremos de la columna.
- $r$  = Radio de giro de la sección total de la columna.
- $A_d$  = Área de la sección transversal de los elementos de la celosía diagonal en un tablero.
- $A_b$  = Área de la sección transversal de las placas de unión.



$i$ : = Anulo de inclinación de los elementos de la celosía con respecto al eje longitudinal de los miembros.

Fig. II. 19.

**DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE INTEGRAN LA ESTRUCTURA:**

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, el diseño de la columna se efectuará considerando el pandeo de la columna en conjunto como elemento en compresión bajo carga axial; el pandeo o fluencia de los segmentos principales individuales; la resistencia del entramado de la celosía y distorsión de la sección transversal. Fig II. 19.

Se considerará que los largueros proporcionan arriostramiento lateral adecuado a las trabes, mismas que se dimensionarán para resistir con seguridad las acciones a que se verán sometidas, revisando el entramado y los segmentos principales independientes.

Cuando se usen duples espaldas con espalda, se colocarán empaques para asegurar que no se exceda la relación de esbeltez máxima permisible. [ $kl/r=200$  para miembros en compresión; y  $kl/r=240$  para miembros en tensión].

Los esfuerzos admisibles serán según lo indica el AISC.:

En tensión,  $F_t = 0.5 \mu = 0.6 \times 2530 = 1518 \text{ Kg/cm}^2$ .

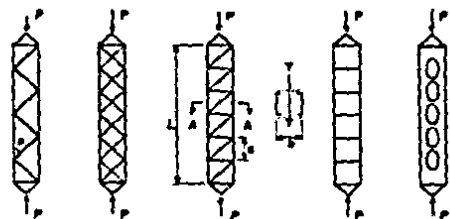
En compresión, cuando la máxima relación de esbeltez no excede el valor dado por  $C_c$  :

$$F_a = \frac{1}{3} \left[ 1 - \frac{(kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y$$

$$C_c = \frac{2\pi^2 E}{F_y}$$

Cuando  $h/\lambda$  excede el valor de  $C_0$ :

$$F_a = \frac{12.5^2 E}{23(hL/\lambda)^2}$$



Cefosa sencilla, doble.

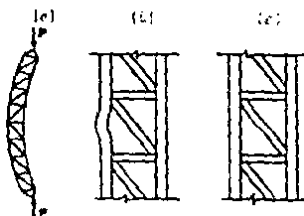
Cefosa sencilla, doble.

Cefosa con placa de unión.

Placas.

Placas. Cubrepfaca perforada.

FIG. 11. 17.



(a) falta de un miembro en el momento.

(b) falta de un soporte en el momento.

(c) falta de un miembro de la cefosa.

MARCO DE 12m. de CLARO. EJEMPLO DE DISEÑO.

A) DIAGONALES EN COLUMNAS:

— ELEMENTOS 19 y 46:

$$L = 79.92 \text{ cm.}$$

Se propone la sección:

$$A = 4.68 \text{ cm}^2.$$

$$r_x = 1.17 \text{ cm. RIGI.}$$

$$r_y = 3.80 \text{ cm.}$$

$$\frac{kL}{\lambda} = \frac{1.0 \times 79.92}{1.17} = 68.30$$

$$C \text{ máx.} = 1172.0 \times 4.68 = 5484.96 \text{ Kg}$$

$$T \text{ máx.} = 1518.0 \times 4.68 = 7104.24 \text{ Kg.}$$

$$c \text{ máx.} = 5378.07 \text{ Kg.}$$

$$t \text{ máx.} = 9074.13 \text{ Kg.}$$

RIGE:

$$\{cm+cvx+vt\}.$$

$$\{cm+cvx+vt\}.$$



$$1\frac{1}{2} \times 1\frac{1}{2} \times \frac{1}{8}$$

$$F_a = 1172.0 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$c/C = 0.98 < 1.33 \text{ OK. **}$$

$$t/T = 1.28 < 1.33 \text{ OK. **}$$

SE ACEPTA LA SECCIÓN PROPUESTA.

ELEMENTOS 17 y 18:

$$L = 79.0 \text{ cm.}$$

Se propone la sección:

$$A = 15.36 \text{ cm}^2.$$

$$r_x = 1.96 \text{ cm.}$$

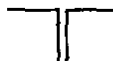
$$\frac{kL}{\lambda} = \frac{1.0 \times 79.0}{1.96} = 40.31$$

$$c \text{ máx.} = 12869.60 \text{ Kg.}$$

$$t \text{ máx.} = 29507.61 \text{ Kg.}$$

$$\{cm+cvx+vt\}.$$

$$\{cm+cvx+vt\}.$$



$$2\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2} \times 1$$

$$F_a = 1351.80 \text{ Kg/cm}^2.$$

\*\* Las normas AISC. permiten incrementar los esfuerzos admisibles en un 33% cuando se trata de una condición accidental.

$$C \text{ máx} = 1351.8 \times 15.36 = 20763.65 \text{ Kg} > c, \text{OK.}$$

$$T \text{ máx} = 1518.0 \times 15.36 = 23316.48 \text{ Kg.} \quad \epsilon/T = 1.27 < 1.33 \text{ OK.}$$

SE ACEPTA LA SECCION PROPUESTA.

		RIGE.
B) MONTANTES EN COLUMNAS:	$c \text{ máx} = 5792.09 \text{ Kg.}$	$(cm+cu+uto).$
{99 y 112}		
$\ell = 19.33 \text{ cm.}$	$\epsilon \text{ máx} = 2524.39 \text{ Kg.}$	$(cm+cu+uto).$

Se propone la sección:

$$A = 3.10 \text{ cm}^2.$$

$$r_x = r_y = 1.60 \text{ cm.} \quad r \text{ mín} = 0.99 \text{ cm. RIGE.}$$

$$\frac{k\ell}{r} = \frac{1.0 \times 19.33}{0.99} = 12.08$$

$$F_a = 1483.10 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$C \text{ máx} = 1451.10 \times 3.10 = 4498.41 \text{ Kg.}$$

$$c/C = 1.29 < 1.33 \text{ OK.}$$

$$T \text{ máx} = 1518 \times 3.10 = 4705.80 \text{ Kg.} > \epsilon \text{ OK.}$$

SE ACEPTA LA SECCION.

ELEMENTOS 51 y 60:	$c \text{ máx} = 13639.20 \text{ Kg.}$	$(cm+cu+sis).$
$\ell = 48.26 \text{ cm.}$	$\epsilon \text{ máx} = 10524.38 \text{ Kg.}$	$(cm+cu+uto).$

Se propone usar:

$$A = 7.42 \text{ cm}^2.$$

$$r_x = r_y = 1.52 \text{ cm.} \quad r \text{ mín} = 0.99 \text{ RIGE.}$$

NOTA. No se usarán ángulos menores a 11", ya que en el mercado actual es difícil garantizar la calidad estructural de los mismos. Generalmente no se fabrican perfiles o pequeños en acero estructural--  
A-35.

T máx=11263.56 Kg  
C máx=9637.84 Kg

< t

c/c= 1.42 > 1.33 no se acepta.

Sea:



2 x 3/8.

C máx= 11931.4 Kg.

c/c=1.20 < 1.33 O.K.

Se acepta la sección.

### C) DIAGONALES EN TRABES:

ELEMENTOS 79 y 93:

c máx= 749.33 Kg.

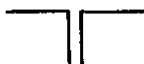
(cm+cvz+ulo).

ℓ= 83.72cm.

t máx= 4405.98Kg.

(cm+cv).

Se propone usar:



1½ x 1½ x 1/8

A=2.34 cm<sup>2</sup>.

rx= 1.17 cm.

C máx=5247.8 Kg. > c OK.

T máx=7104.24Kg. > t OK.

SE ACEPTA LA SECCION.

ELEMENTOS 81 y 91, 83 y 89, 85 y 87: c máx=9482.97Kg.

(cm+cvz+ulo).

ℓ=162.62 cm.

t máx=6746.08Kg.

(cm+cv).

Se propone usar:



2 x 3/16

$$A = 9.22 \text{ cm}^2.$$

$$r_x = 1.57 \text{ cm.}$$

$$C \text{ máx} = 8096.08 \text{ Kg.} \quad c/C = 1.17 < 1.33 \text{ OK.}$$

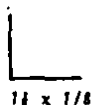
$$T \text{ máx} = 13996.0 \text{ Kg.} < t \text{ OK.}$$

SE ACEPTA LA SECCION.

D) MONTANTES ENTABES:

$$\text{ELEMENTOS 80 y 92:} \quad c \text{ máx} = 2718.09 \text{ Kg.} \quad \text{Rige.} \quad (\text{cm} + \text{cv}).$$

Se propone la sección:



$$A = 2.34 \text{ cm}^2.$$

$$r_x = 1.17 \text{ cm.} \quad r \text{ máx} = 0.73 \text{ cm.} \quad \text{Rige.}$$

$$C \text{ máx} = 9499.08 \text{ Kg.} \quad c/C = 0.28 < 1.00 \quad \text{**ver nota en página na: ____}.$$

SE ACEPTA LA SECCION.

E) MIEMBROS PRINCIPALES EN TRABES:

$$\text{ELEMENTOS 68 y 69:} \quad c \text{ máx} = 10275.00 \text{ Kg.} \quad (\text{cm} + \text{cv}).$$

$$l = 169.66 \text{ cm.} \quad t \text{ máx} = 3962.34 \text{ Kg.} \quad (\text{cm} + \text{cv} + \text{vto}).$$

Se propone la sección:



$$24 \times 24 \times 5/16$$

$$A = 18.96 \text{ cm}^2.$$

$$r_x = 1.93 \text{ cm.}$$

$$Cm dx = 19288.0 \text{ Kg} > c \quad \text{O.K.}$$

$$Tm dx = 28781.0 \text{ Kg} > t$$

SE ACEPTA LA SECCION.

F) MIEMBROS PRINCIPALES EN COLUMNAS:

$$c \text{ m dx} = 47332.76 \text{ Kg.} \quad (cm + cvx + vto). \quad lx = 75 \text{ cm.}$$

$$t \text{ m dx} = 26597.90 \text{ Kg.} \quad (cm + cvx + xto). \quad ly = 150 \text{ cm.}$$

Se propone la seccion:



$$4 \times 4 \times 5/16$$

$$A = 30.96 \text{ cm}^2.$$

$$rx = 5.17 \text{ cm.}$$

$$Cm dx = 43644.31 \text{ Kg.} \quad c/C = 1.08 < 1.33 \quad \text{OK.}$$

$$Tm dx = 46997.28 \text{ Kg.} > t$$

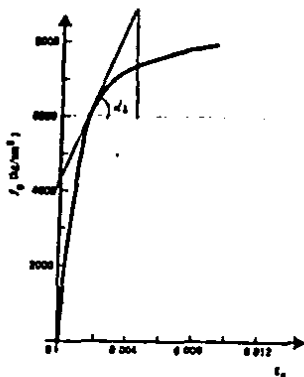
SE ACEPTA LA SECCION.



## RESISTENCIA AL PANDEO - CARGA AXIAL DE LAS COLUMNAS.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E \left( \frac{I}{L^2} \right)}{\dots} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2}$$

Módulo tangente  $E_t$ :



Gráfica esfuerzo deformación de un acero de alta resistencia de fabricación nacional.

Para un punto inmediato superior al límite de proporcionalidad se obtiene  $E_t = 55550 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$k = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{(L\lambda)^2} \left( \frac{A}{A_d} \frac{1}{\cos \theta} \frac{1}{\sin^2 \theta} + \frac{A}{A_b} \tan \theta \right)}$$

$$A = 61.92 \text{ cm}^2.$$

$$L = 600.0 \text{ cm.}$$

$$A_d = 15.36 \text{ cm}^2.$$

$$A_b = 4.61 \text{ cm}^2.$$

1. El módulo tangente  $E_t$ , es la pendiente de la tangente a la curva esfuerzo-deformación, trazada en cualquier punto situado arriba del límite de proporcionalidad.

$$\theta = 21.50^\circ \text{ (promedio)}, \quad T = 2409.84 \text{ cm}^4.$$

$$k = \sqrt{1 + \frac{T^2}{(600/6.24)^2}} \left( \frac{61.92}{15.36} \frac{1}{\cos 21.5^\circ} + \frac{81.22}{4.61} \tan 21.5^\circ \right)$$

$$k = 1.0198$$

$$Pcr = \frac{5^2 \times 55550 \times 2409.84}{(1.0198 \times 600)^2} = 35292.2 \text{ Kg.}$$

En la etapa de análisis preliminar, se analizó a cada estructura como un marco rígido con rigideces equivalentes a las de los sistemas en celosía. En los listados de resultados se observa que la carga axial máxima en las columnas es de 5.16 Ton., para la condición de cargas gravitacionales, misma que es menor que 35 Ton. Pcr. Por lo que se concluye que la columna se comporta satisfactoriamente como un miembro integral de la estructura.

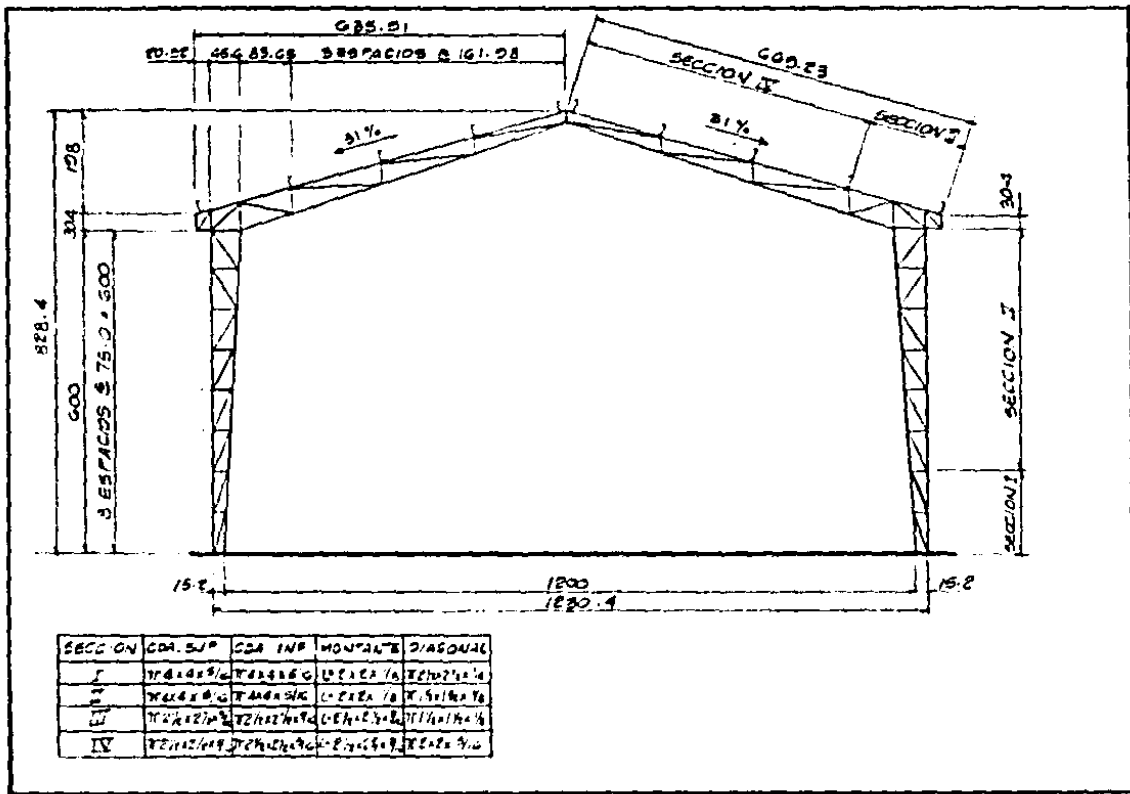
En el siguiente inciso se muestran los planos de diseño para cada uno de los marcos, cada estructura se analizó nuevamente con las secciones definitivas y se observó que tanto los desplazamientos como los elementos mecánicos permanecen prácticamente iguales, por lo que se considera válido el diseño presentado como definitivo en este capítulo. En el diseño de los marcos de 20 y 35 m. se empleó un procedimiento similar al presentado en este ejemplo.

---Nota. Algunos elementos principales se encuentran sobrados en las columnas; podría por este versearse en reducir la sección, sin embargo, en el caso de columnas el diseño está regido por deslaza-

mientos. Por ejemplo para el marco de 12m. se obtuvo un desplazamiento máximo horizontal de 3.45 cm., siendo el máximo permisible 4.8 cm.. Se hizo un tanteo usando una sección 4 x 4 x 3 y se obtuvieron desplazamientos mayores a 4.8 cm. , por lo que se decidió no usar secciones menores para los miembros principales en columnas.

## 11.10 PLANOS DE DISEÑO.

*Siguiendo el procedimiento ilustrado en el ejemplo de diseño del marco de 12m. de claro, se diseñaron los marcos de 20 y 35 m., obteniendo como resultado las secciones óptimas para cada estructura, mismas que se presentan en los planos estructurales.*



SECCION	COM. SUP	COM. INF	MONTE	DIAGONAL
I	12x14x1/2	12x14x1/2	12x14x1/2	12x14x1/2
II	12x14x1/2	12x14x1/2	12x14x1/2	12x14x1/2
III	12x14x1/2	12x14x1/2	12x14x1/2	12x14x1/2
IV	12x14x1/2	12x14x1/2	12x14x1/2	12x14x1/2

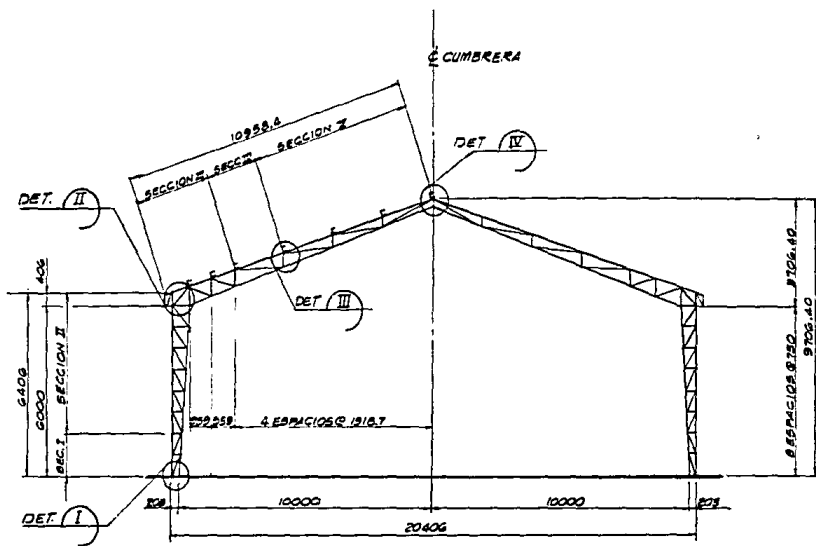


TABLA DE SECCIONES				
SECCION	C. S.	C. I.	M.	D.
I	7F2x4x3/16	7F4x4x3/16	7-2F2x2 1/2x1/4	7-2F2x2 1/2x1/4
II	7F4x4x3/16	7F4x4x3/16	7-2F2x2 1/2x1/4	7-2F2x2 1/2x1/4
III	7F2x2 1/2x1/4	7F2x2 1/2x1/4	7-2-2-2-2 1/2x1/4	7-2-2-2-2 1/2x1/4
IV	7F2x2 1/2x1/4	7F2x2 1/2x1/4	7-2-2-2-2 1/2x1/4	7-2-2-2-2 1/2x1/4
V	7F2x2 1/2x1/4	7F2x2 1/2x1/4	7-2-2-2-2 1/2x1/4	7-2-2-2-2 1/2x1/4

NOTAS:

- 1- NOTACIONES EN MILIMETROS
- 2- USAR ACERO A-36 CON  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- 3- USAR ELECTRODOS E-70 XX SEGUN NOR. AWS.

SIMBOLOGIA

- C.S. = CUERDA SUPERIOR
  - C.I. = CUERDA INFERIOR
  - M. = MONTANTE
  - D. = DIAGONAL
- 4- VER DETALLES EN CAPITULO III

Fig. II.21.

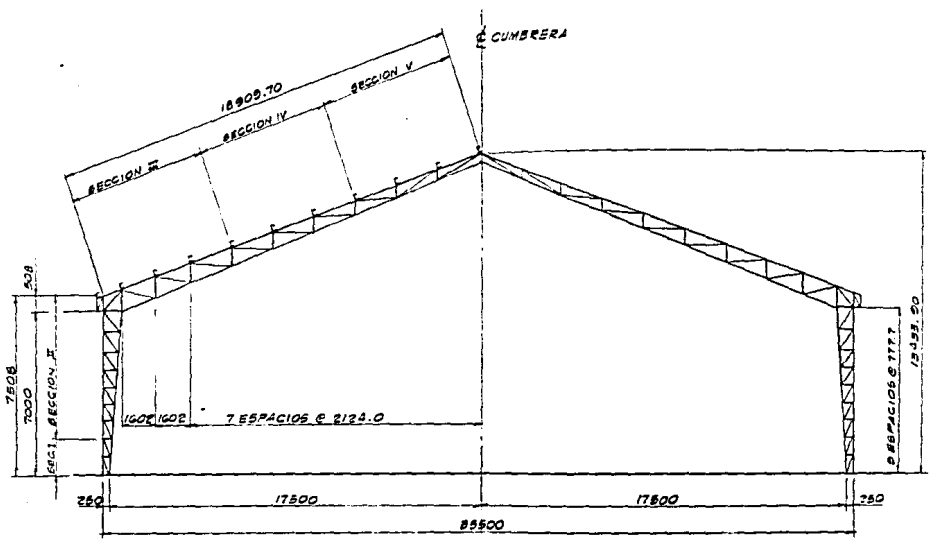


TABLA DE SECCIONES				
SECCION	C.S.	C.I.	M.	D.
I	7/6 x 6 x 1/2	7/6 x 6 x 1/2	7-2 1/2 x 2 1/2 x 1/4	7/3 x 3 x 3/8
II	7/6 x 6 x 1/2	7/6 x 6 x 1/2	7-2 1/2 x 2 1/2 x 1/4	7/2 1/2 x 2 1/2 x 1/4
III	7/3 x 3 x 1/2	7/3 x 3 x 1/2	7-3 x 3 x 1/4	7/2 1/2 x 2 1/2 x 1/4
IV	7/3 x 3 x 1/2	7/3 x 3 x 1/2	7-3 x 3 x 1/4	7/2 1/2 x 2 1/2 x 1/4
V	7/3 x 3 x 1/2	7/3 x 3 x 1/2	7-3 x 3 x 1/4	7/2 1/2 x 2 1/2 x 1/4

NOTAS:-

- 1. COTACIONES EN MILIMETROS
- 2. USAR ACERO A-36 CON  $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
- 3. USAR ELECTRODOS E-70 XX SEGUN NOR. ANG.

SIMBOLOGIA  
 C.S. = CUERDA SUPERIOR  
 C.I. = CUERDA INFERIOR  
 M. = MONTANTE  
 D. = DIAGONAL

Fig. I.R.

El marco de 35 m. de claro representa un límite de uso de este tipo de estructuras, ya que en el diseño del mismo se emplearon los ángulos de mayor tamaño de fabricación nacional (comercial). A partir de ahora se puede establecer un rango de aplicación para las estructuras en estudio, que va desde los 12 m. hasta 35m. de claro.

Hasta ahora se han diseñado y analizado marcos de 12, 20 y 35m., en los siguientes capítulos se darán detalles típicos de conexión y se evaluará la economía del sistema propuesto, para el efecto el estudio se enfocará exclusivamente a los marcos de 12 y 20 m., considerados como representativos del rango de aplicación determinado en este capítulo.



**CAPITULO III. CONEXIONES Y CUANTIFICACION DE  
MATERIALES.**

---

**CAPITULO III.- CONEXIONES Y CUANTIFICACION DE MATERIALES.**

---

**III.1.- CONEXION DE MIEMBROS PRINCIPALES.**

**III.2.- CONEXION DE LA CELOSTA A LOS MIEMBROS  
PRINCIPALES.**

**III.3.- CUANTIFICACION DE MATERIALES.**

### III.1.- CONEXIONES DE MIEMBROS PRINCIPALES.

Las estructuras se ensamblarán parcialmente en taller para ser transportadas al lugar de la obra en secciones de fácil manejo. En todos los casos se hará un ensamble de columnas, en el cual la celosía será unida a los miembros principales mediante soldadura del tipo TIG; se soldarán placas base que llevarán preparaciones para las anclas requeridas y se proveerá a cada ensamble de las placas de conexión y tornillos necesarios para fijar en campo la columna al ensamble de trabe correspondiente.

Las trabes constarán de uno o varios ensambles dependiendo de su longitud, como regla general se manejarán ensambles menores a 9m. de longitud para facilitar su transporte u el montaje de los mismos. Al igual que las columnas, el ensamble de cada trabe incluirá las placas de conexión necesarias y tornillos para la unión de los elementos principales entre sí.

#### EJEMPLO DE UNA CONEXION ATORNILLADA A MOMENTO.

(MARCO 12m. en celosía DETALLE 1).

Conexión solicitada para las siguientes condiciones:

Fuerza normal = 1.4 Tons.

Fuerza cortante = 0.47 "

Momento = 363.89 Tón.-cm.

Se proponen tornillos de 5/8" colocados como se indica en la figura anterior.

Area total = 1.98 cm<sup>2</sup>.

Area neta = 1.458 cm<sup>2</sup>.

Area inicial de diseño = 24.2988 cm<sup>2</sup>.

El eje neutro se localiza a 3.9305 cm. de la base. (X1).

Momento de inercia de la sección, I = 2801.37 cm<sup>4</sup>.

Módulo de sección, S = 201.096 cm<sup>3</sup>.

El calculo de los esfuerzos en los tornillos se efectuara mediante la aplicación de la fórmula de la escuadra:

$$F = \frac{Mc}{I} \pm \frac{P}{A}$$

Esfuerzo admisible:

Línea 1:  $f_1 = 1160.62 \text{ Kg/cm}^2$ .

Línea 2:  $f_2 = 425.56 \text{ Kg/cm}^2$ .

Línea 3:  $f_3 = 2724.73 \text{ Kg/cm}^2$ .

$F_t = 3092.0 \text{ Kg/cm}^2$ .

En el patín de compresión:  $f_c = 561.65 \text{ Kg/cm}^2$ .  $F_c = 1518.0$  "

Esfuerzo cortante,  $f_v = 19.78 \text{ Kg/cm}^2$ .  $F_v = 1476.0$  "

Se observa que no falta ninguna línea de tornillos, y que los esfuerzos de compresión y cortante son mucho menores a los permisibles, por lo que se concluye que la conexión es adecuada.

DISEÑO DE SOLDADURA:

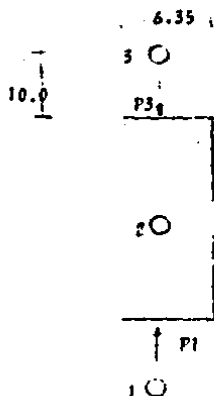


FIG. III .1.a.  
cotas en cm.

Las fuerzas en las líneas de tornillos 1 y 3 son:

$$P1 = 2712.78 \text{ Kg.}$$

$$P3 = 3972.67 \text{ Kg. , para cada tornillo.}$$

Se propone usar soldadura E70xx, con un esfuerzo admisible de  $1480 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$\text{Espesor de la soldadura: } t_s = \frac{P}{0.707 \cdot (1480) (L)}$$

$$t_s = \frac{3972.67 \text{ Kg.}}{0.707 (1480 \text{ Kg/cm}^2) (6.35 \text{ cm.})}$$

$$t_s = 0.5978 \text{ cm.}$$

Sea soldadura de 6mm. E-70xx

DISEÑO DE PLACA DE CONEXION:

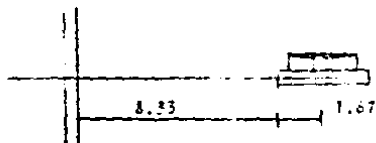


FIG. III.1.b.  
cm.

• En soldadura de filete se toma el espesor de la parte media del filete o chiflón.

M= PL/2 \*

Espesor de la placa,  $t_p = \sqrt{\frac{6M}{bF_b}}$

Esfuerzo admisible en flexión,  $F_b = 0.75 f_y = 1897.0 \text{ Kg/cm}^2$ . \*\*\*

$$M = \frac{3972.57 \times 2.833}{2} = 16546.0 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$t_p = \sqrt{\frac{6 \times 16546}{6.35 \times 1897}} = 2.87 \text{ cm.}$$

Sea Placa de 1 1/8"

Siguiendo el mismo procedimiento se calcularon las conexiones para cada uno de los ensambles de trabe-columna y trabe baja-trabe alta, - mismos que se presentan en las figuras

\* La figura III.16. puede idealizarse como una viga empotrada en un extremo y libre para desplazarse verticalmente, pero no para rotar en el otro; con una carga concentrada en el extremo libre para desplazarse, según ref. XII.  $M_{\text{mit}} = PL/2$

\*\*b= ancho sobre el que actúa la fuerza P.

\*\*\*Sec. 1.5.1.4.3. AISI.

### III.2.- CONEXION DE LA CELOSTA A LOS MIEMBROS PRINCIPALES.

#### SOLDADURA:

El empleo de la soldadura en gran escala en las estructuras, se inició en los últimos años de la década de los cuarenta. Los métodos para soldar han evolucionado en forma continua desde entonces y se han desarrollado al mismo tiempo procedimientos de control de calidad, en taller y en campo, que han alcanzado un alto grado de confiabilidad. En la actualidad, la soldadura es el medio principal de unión, ya que con ella se obtienen estructuras más eficientes y económicas.

Conforme a las características del perfil en anulo (acero A-36), no existe ninguna dificultad para soldar este material por cualquiera de los procedimientos convencionales de soldadura al arco, ya sea por medio de electrodos manuales o por medio del proceso semiautomático.

Siendo los perfiles elegidos un material estructural y en muchas ocasiones un componente arquitectónico, es muy importante que las uniones soldadas se realicen con el mínimo costo y la máxima facilidad; en lo que se refiere a la preparación de la junta, deben evitarse el maquinado y los biselados, los cuales complicarían la operación de soldadura y elevarían su costo.

#### EJEMPLO DE CONEXIONES SOLDADAS:

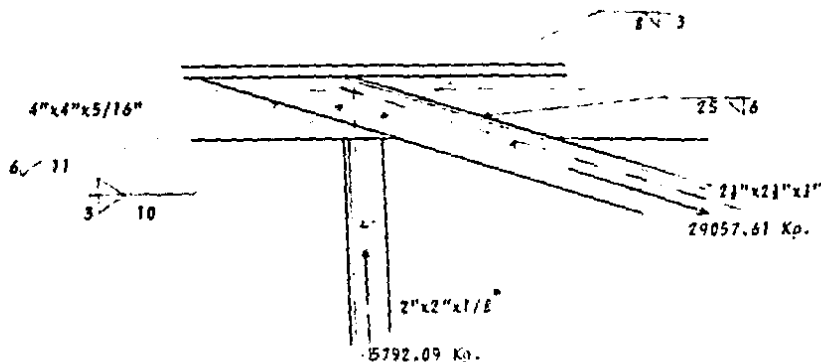


FIG. 111.10.

Según la sección 1.17.3 AISC., el espesor máximo de un filete de soldadura es:

- 1) Para placas de espesor de 1/8" o menor, no mayor que el espesor del material.
- 2) Para placas de 1" o más, no mayor al espesor del material menos 1/16".

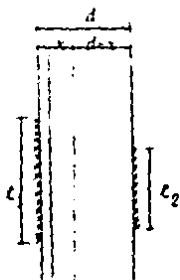
a) Para conectar el ángulo de 2 1/2" x 2 1/2" x 1/4" al cordón (ángulo) de 4"x4"x5/16", se tomará el espesor de la placa más delgada, 1/4"

Sea soldadura de 1/16" (6mm.), con una capacidad de 400 Kg/cm. \*

Longitud necesaria del filete:  $L = \frac{29507 \cdot 61}{100} = 73.77 \text{ cm.}$

Se tienen dos ángulos esmalda con esmalda, por lo que cada ángulo requiere una longitud de cordón de soldadura de 36.88 cm.

En secciones asimétricas como los ángulos, la longitud de soldadura se distribuye con respecto al eje del elemento, de manera que la resultante de la longitud de soldadura coincida con el eje centroidal del perfil.



Haciendo suma de momentos con respecto al eje centroidal:

$$L_1 x = L_2 (d-x) \dots\dots\dots I$$

$$L_1 = L_1 + L_2 \dots\dots\dots II$$

\*En la práctica se toma la capacidad de soldadura de filete como 100 Kg/cm por decímetro de pulgada.



Para la conexión en estudio los valores de  $d$  y  $x$  son los siguientes:

$$d = 2\frac{1}{8}"$$

$$x = 1.83 \text{ cm.}$$

Substituyendo en I:

$$L_1(1.83) = L_2(4.52)$$

$$L_1 = L_2(4.52/1.83)$$

de II:

$$L_1 + L_2 = 36.88 \text{ cm. por lo que :}$$

$$L_2 = 10.63 \text{ cm. y } L_1 = 25.25 \text{ cm.}$$

b) Para conectar el ángulo de  $2" \times 2" \times 1/8$  al miembro principal [ángulo  $4"$ ]:

Espesor mínimo:  $t_s = 1/8$

Sea soldadura de  $2/16 = 3\text{mm}$ .

Capacidad =  $200 \text{ Kg/cm}$ .

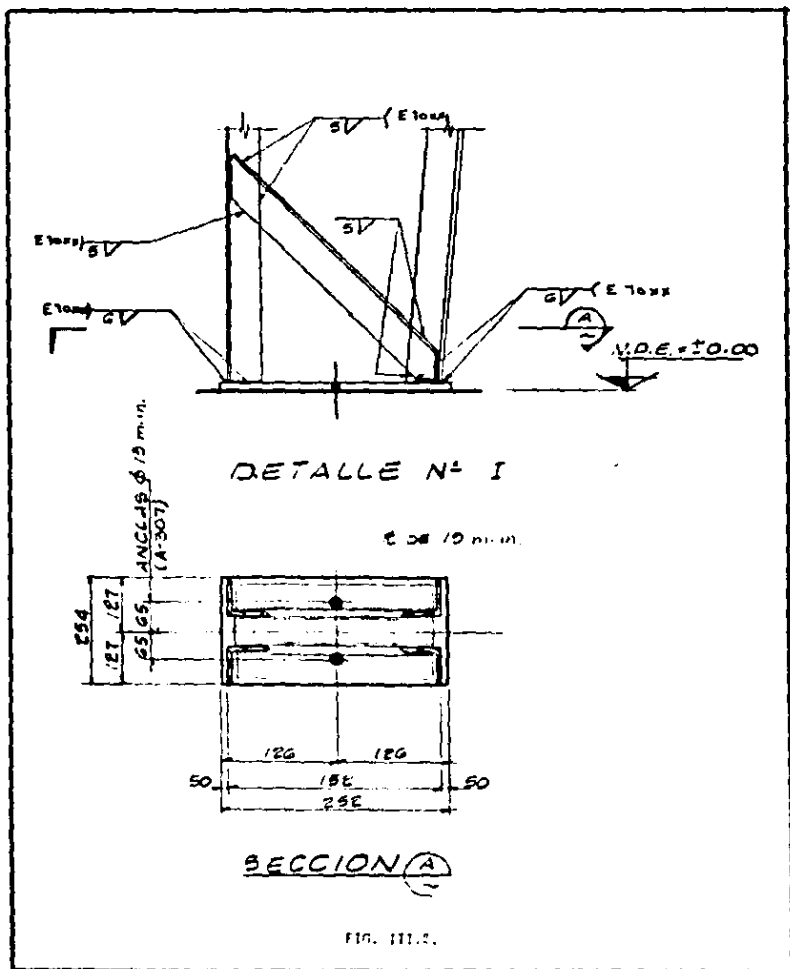
Longitud requerida =  $28.96 \text{ cm}$ .

$L_1 = 7.98 \text{ cm.} = 8 \text{ cm.}$

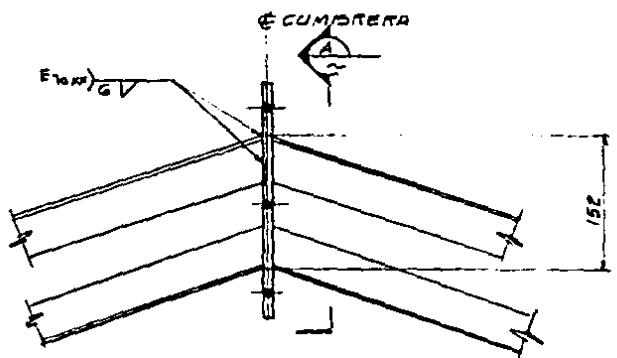
$L_2 = 20.97 \text{ cm.} = 21 \text{ cm.}$

**DETALLES MARCO 12m. DE CLARO.**

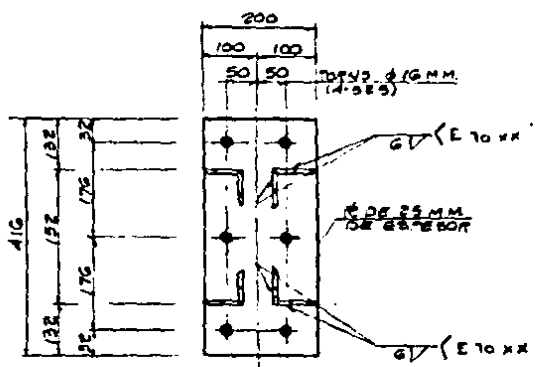
---







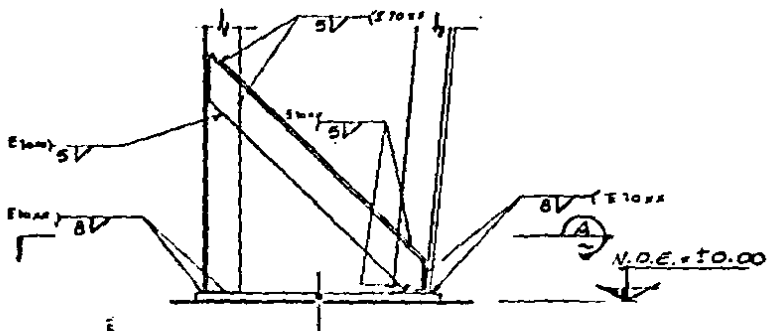
DETALLE Nº III



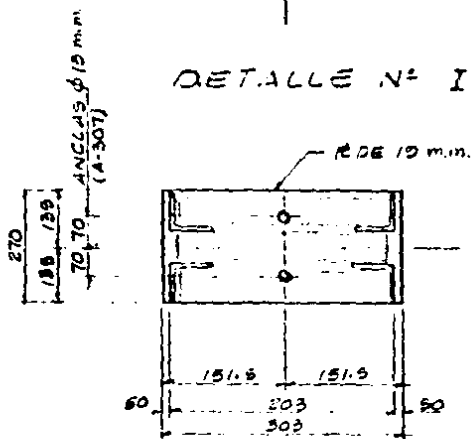
SECCION (A)

FIG. III.1

DETALLES MARCO 20m. DE CLARO.

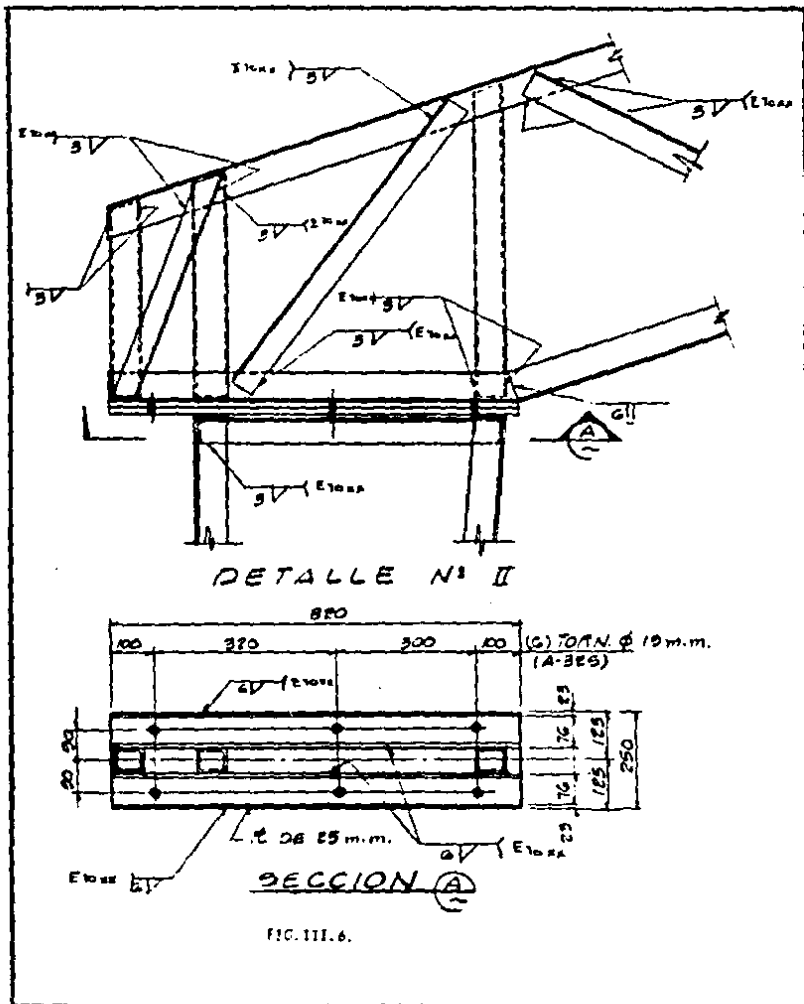


DETALLE N° I



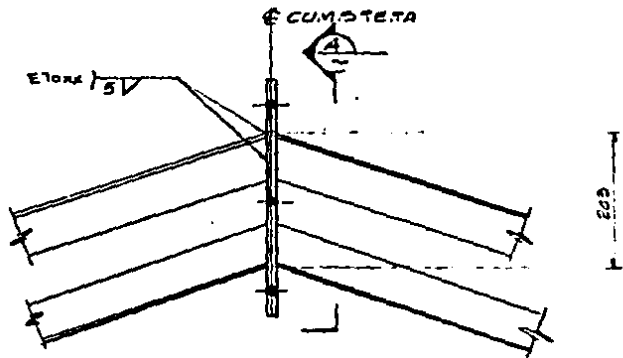
SECCION (A)

FIG. 111.5.









DETALLE N° IV

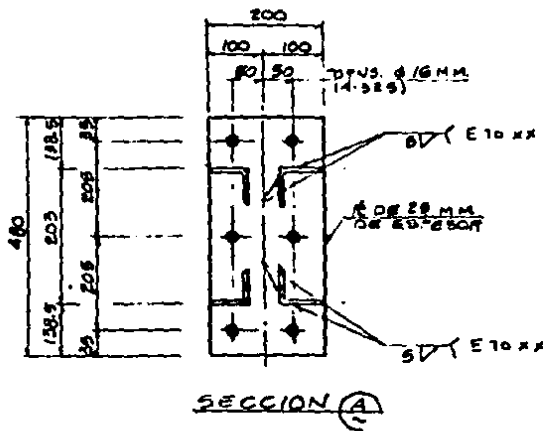
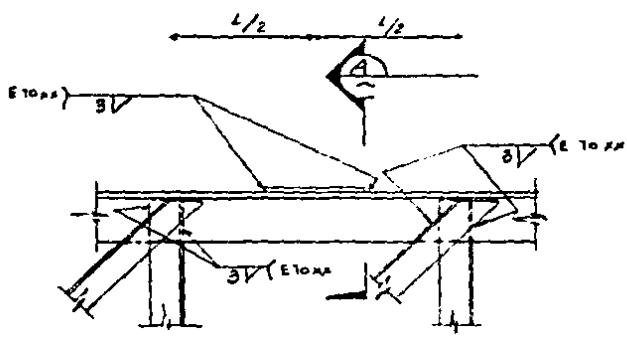
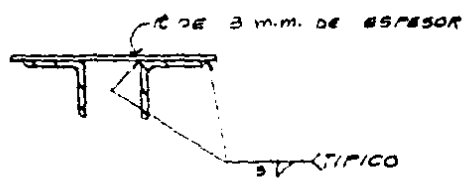


FIG. III. 1.



DETALLE TIPICO  
 (DE UNION PARA ANGULOS  
 ESPALDA CON ESPALDA)



SECCIONA

FIG. III.9.

### III.3.- CUANTIFICACION DE MATERIALES.

PARCO DE 12m. DE CLARO.

SECCION	PESO (Kg/m)	LONGITUD(m)	P.U. (Kg)	CANTIDAD	P.T. ( Kg ).
4x4x $\frac{5}{8}$	12.20	6.0	73.20	2	146.40
	12.20	6.009	73.31	2	146.62
2½x2½x $\frac{5}{16}$	7.44	0.686	5.10	2	10.21
	7.44	6.057	45.06	2	90.13
	7.44	6.656	49.52	2	99.04
	7.44	0.686	5.10	2	10.21
	7.44	0.304	2.26	2	4.52
	7.44	0.518	3.85	2	7.71
2½x2½x½	6.10	0.775	4.73	4	18.91
	6.10	0.786	4.79	4	19.18
1½x1½x $\frac{1}{2}$	1.83	0.799	1.46	4	5.85
	1.83	0.814	1.49	4	5.96
	1.83	0.831	1.52	4	6.08
	1.83	0.850	1.56	8	12.44
	1.83	0.870	1.59	4	6.37
	1.83	0.304	0.56	2	1.11
	1.83	0.419	0.77	4	3.07
	1.83	0.367	0.67	2	1.34
	1.83	0.465	0.85	2	1.70
	1.83	0.361	0.66	2	1.32
	1.83	0.256	0.47	2	0.94
	1.83	0.152	0.28	2	0.56
1½x1½x½	3.48	0.708	2.46	4	9.84
	3.48	0.837	2.91	4	11.65
2x2x $\frac{3}{16}$	3.63	1.626	5.90	4	23.61
	3.63	1.639	5.95	4	23.80

3.63      1.658      6.02      4      24.07

---

TOTAL:                      692.64 Kg.

+5% (sol-      34.63 Kg.  
dadura, des  
calibre y  
pintura)

---

TOTAL:                      727.27 Kg.

MARCO DE ZONA DE CLARO.

SECCION	PESO (kg/m)	LONGITUD (m).	P.U. (Kg).	CANTIDAD	P.T. (Kg).
$4 \times 4 \times \frac{5}{16}$	12.20	6.000	73.20	8	585.60
$2 \times 2 \times \frac{1}{2}$	6.10	0.770	4.697	4	18.79
	6.10	0.790	4.819	4	19.28
	6.10	6.128	37.381	4	149.52
$1 \times 1 \times \frac{3}{16}$	2.68	0.810	2.171	4	8.68
	2.68	0.830	2.224	4	8.89
	2.68	0.853	2.286	4	9.14
	2.68	0.878	2.353	4	9.41
	2.68	0.906	2.428	4	9.71
	2.68	0.935	2.506	4	10.02
	2.68	2.253	6.038	4	24.15
	2.68	2.206	5.912	4	23.65
	2.68	2.162	5.794	4	23.18
	2.68	2.121	5.684	4	22.74
$2 \times 2 \times \frac{3}{16}$	3.63	0.471	1.710	2	3.42
	3.63	0.618	2.243	2	4.49
	3.63	0.572	2.076	2	4.15
	3.63	0.481	1.750	2	3.49
	3.63	0.388	1.408	2	2.82
	3.63	0.295	1.071	2	2.14
	3.63	0.203	0.737	2	1.47
	3.63	0.203	0.936	2	1.81
	3.63	0.203	0.936	2	1.81
$2 \times 2 \times \frac{3}{16}$	4.61	0.254	1.171	2	2.34
	4.61	0.305	1.410	2	2.81
	4.61	0.356	1.641	2	3.28
	4.61	0.406	1.872	2	3.74
	4.61	0.457	2.107	2	4.21
	4.61	0.508	2.342	2	4.68

	4.61	0.559	2.577	2	5.15
$2\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2} \times \frac{5}{16}$	7.44	0.609	4.531	4	18.12
	7.44	0.664	4.940	4	19.76
$1\frac{1}{2} \times 1\frac{1}{2} \times \frac{1}{8}$	1.83	1.330	2.434	4	9.74
	1.83	1.009	1.847	4	7.39
	1.83	0.513	0.939	4	3.76
$2\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2} \times \frac{3}{8}$	8.78	1.047	9.193	4	36.77
$2\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2} \times \frac{5}{16}$	7.44	10.917	81.223	4	324.89
	7.44	0.406	3.020	4	12.08
$3 \times 3 \times \frac{3}{8}$	10.72	0.813	8.720	4	34.86
	10.72	4.085	43.791	4	175.16

---

TOTAL: 1615.29 Kg.  
+5% (soldadura, descalibre y pintura) 80.76 Kg.

---

TOTAL: 1696.05 Kg.

**CAPITULO IV. MARCOS RIGIDOS DE ALMA LLENA.**

---



CAPITULO IV .- MARCOS RIGIDOS DE ALMA LLENA.

IV.1.- CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y  
SECCIONES DEL MARCO RIGIDO DE  
ALMA LLENA PARA COMPARACION.

IV.2.- CUANTIFICACION DE MATERIALES.

#### IV.1.- CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y SECCIONES DEL MARCO RIGIDO DE ALMA LLENA PARA COMPARACION.

Con el objeto de tener un punto de comparación real entre el sistema de marcos en celosía y el de marcos rígidos de alma llena, se diseñaron los marcos de 12 y 20 m. de claro para la alternativa de marcos de alma llena.

En el diseño de estos marcos se siguieron las siguientes razones:

- a) Proposición de secciones preliminares.
- b) Análisis del sistema mediante un programa de computadora (determinación de elementos mecánicos y desplazamientos). En el análisis del sistema se emplearon las mismas cargas que fueron aplicadas a los marcos en celosía (capítulo - II), variando únicamente el peso propio de cada estructura. La geometría de los marcos de alma llena diseñados es idéntica a la de los sistemas en celosía. Se emplearon las mismas restricciones y condiciones de apoyo.
- c) Diseño:  
La revisión y diseño de las secciones que componen a los marcos de alma llena se llevó al cabo según lo indicado en el apéndice D de las normas AISC. "Diseño de miembros de sección variable", y en la referencia XIII.

A continuación se presenta la geometría y secciones tipo de los marcos diseñados en este capítulo.

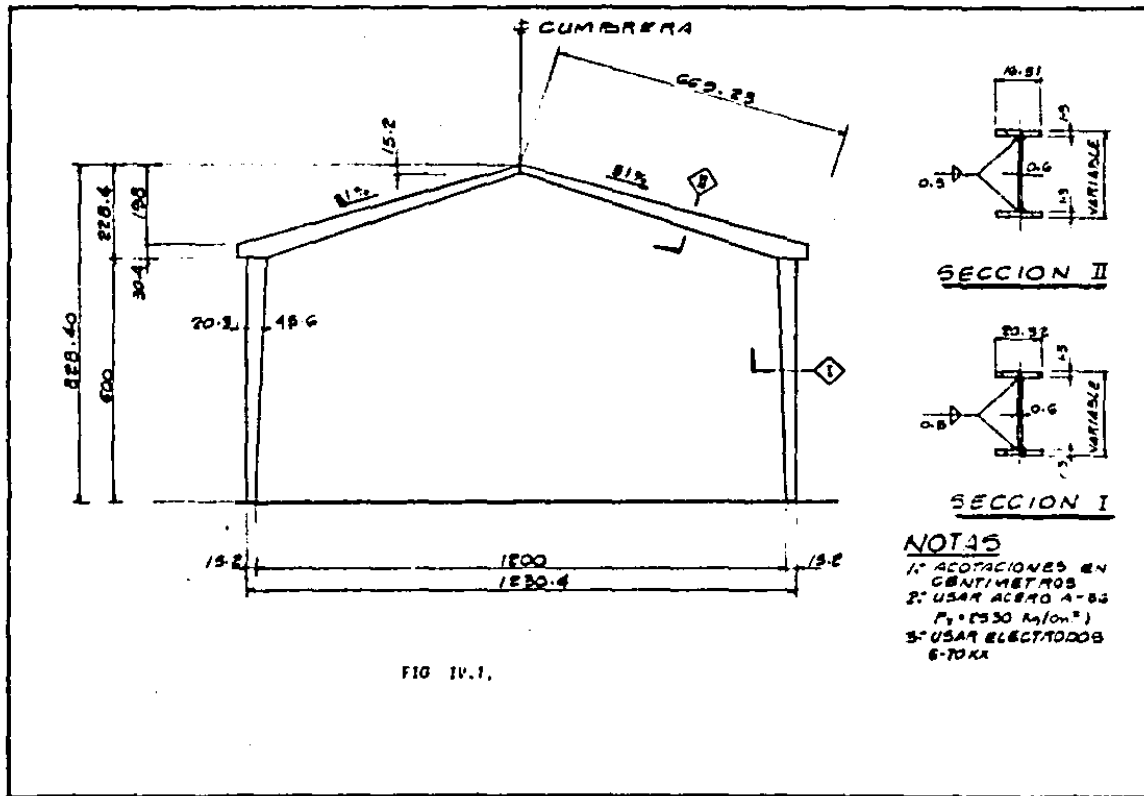


FIG IV.1.

- NOTAS**
- 1- ACOPTACIONES EN CENTIMETROS
  - 2- USAR ACERO A-66  
 $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
  - 3- USAR ELECTRODOS 6-70XX



IV.2.- CUANTIFICACION DE MATERIALES.

PARCO DE 12m. DE CLARO.

PIEZA.	PLACA	P.U. (Kg/m <sup>2</sup> )	AREA (m <sup>2</sup> )	CANTIDAD	P.T. (Kg)
Patines de columna.	1"	99.6	1.219	4	485.73
Alma col.	1"	49.8	1.824	2	181.67
Patines de trabe.	1"	99.6	1.105	2	220.10
	1"	99.6	1.000	2	217.25
	1"	99.6	0.109	2	21.68
	1"	99.6	0.050	2	10.00
Alma tra.	1"	49.8	0.903	2	89.90
	1"	49.8	0.835	2	83.70
	1"	49.8	0.201	2	20.10
	1"	49.8	0.068	2	6.79
TOTAL:					1336.92 Kg.
+3% de soldadura, descalibre y pintura.					40.11 Kg.
TOTAL:					1377.03 Kg.

MARCO DE ZON. DE CLARO.

PIEZA.	PLACA.	P.U. (Kg/m <sup>2</sup> )	AREA (m <sup>2</sup> )	CANTIDAD	P.T. (Kg)
Patines de columna.	1"	99.6	1.219	4	485.73
Alma de col.	$\frac{5}{16}$ "	62.2	2.438	2	303.34
Patines de trabe.	1"	99.6	1.803	2	359.14
	1"	99.6	1.686	2	335.79
	1"	99.6	0.067	2	13.37
	1"	99.6	0.134	2	26.73
Alma tra.	$\frac{5}{16}$ "	62.2	2.044	2	254.30
		62.2	2.210	2	274.93
		62.2	0.330	2	41.09
		62.2	0.105	2	13.03
TOTAL:					2107.45 Kg.
+3% de descalibre, soldadura y pintura.					63.22 Kg.
TOTAL:					2170.67 Kg.

**CAPITULO V. COMPARACION ECONOMICA ENTRE MARCOS  
RIGIDOS DE CELOSTIA Y MARCOS DE AL-  
MA LLENA.**

---

**CAPITULO V.- COMPARACION ECONOMICA ENTRE MARCOS RIGIDOS DE  
CELOSTIA Y MARCOS DE ALUMINA LLENA.**

---

**V.1.- COSTO DE MATERIALES.**

**V.2.- PROCESOS DE FABRICACION Y MONTAJE.**

**V.3.- COSTO DE MANO DE OBRA.**

**V.4.- COSTO GLOBAL.**



COMPARACIÓN ECONOMICA ENTRE MARCOS DE CELOSTA Y MARCOS DE AL  
 MA LLENA.

En este capítulo se calcularán presupuestos para cada uno de los marcos diseñados; con el objeto de comparar económicamente la alternativa propuesta en este trabajo con los sistemas de marcos rígidos tradicionales. En principio se valorarán independientemente los conceptos de material y mano de obra, y finalmente se comparará el costo global de cada estructura.

La existencia de todos los perfiles propuestos se verificó con los fabricantes actuales y los precios están actualizados a septiembre de 1986.

V.1.- COSTO DE MATERIALES.

En la tabla siguiente se muestra el análisis de precios de materiales necesarios en la fabricación de un marco/armadura de acero A-36.

CONCEPTO.	UNIDAD.	CANTIDAD.	COSTO.	IMPORTE.
Placa de acero A-36.	Kg.	1.0750 (1)	259.24	278.68
Soldadura L-60 (2)	Kg	0.0156	433.75	6.77
Soldadura Fundit 3/32 (3)	Kg.	0.0700	810.00	56.70
Soldadura 6010 y 7070. (4)	Kg.	0.0002	560.73	0.11
Primer.	Lt.	0.0120	1085.60	13.03
Tornillo A325.	Pza.	0.0410	293.30	12.03
			TOTAL:	367.32

(1). Se considera un 7.5% de descalibre y desperdicio.

(2). Soldadura para fondo.

(3). Fundente.

(4). Soldadura de resistencia.

Los porcentajes y cantidades anotados en la tabla anterior son resultado de la experiencia en fabricación de estructuras metálicas, proporcionados por empresas reconocidas en el ramo. (XIV).

**COSTO DE MATERIALES:**

	MARCO EN CELOSTIA		MARCO ALMA LLENA.	
	12m.	20m.	12m.	20m.
PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA. (Kg).	727.27	1696.05	1377.03	2170.67
COSTO UNITARIO. (\$)	367.32	367.32	367.32	367.32
IMPORTE. (\$)	267140.82	622993.09	505810.66	797330.50

Se observa que el costo de materiales es considerablemente menor para un marco de celostia.

## V.2.-PROCESOS DE FABRICACION Y MONTAJE.

La facilidad de fabricación y montaje tienen una influencia importante en la economía del diseño. El costo de fabricación proviene del empleo de mano de obra, herramientas y maquinaria; por consiguiente para reducir los costos de fabricación, se debe reducir al mínimo la cantidad de trabajo requerido para fabricar la estructura. Es muy importante balancear los costos obtenidos al disminuir el peso del acero, con el aumento ocasionado por un proceso de fabricación más complicado.

Los perfiles laminados (ángulos) se fabrican a partir de las placas o lingotes de acero, haciéndolas pasar por rodillos laminadores. El proceso de laminación, además de producir el perfil deseado, tiende a mejorar las propiedades materiales de tenacidad, resistencia y maleabilidad.

El fabricante de estructuras de acero recibe los perfiles laminados provenientes de los molinos de laminación y procede al "trazo"; se marca cada pieza con el número de parte, cantidad de piezas requeridas y cualesquiera instrucciones especiales referentes al proceso de fabricación; las piezas se cortan a la longitud requerida. En caso de existir piezas iguales éstas se manejan juntas, a continuación se barrenan las piezas que así lo requieran. Una vez que se han fabricado todas las partes de un ensamble, se llevan al lugar de armado. Es aquí en donde se ensamblan entre sí; por ejemplo se fijan las columnas a las placas base y las placas de asiento y se ensamblan las araduras. El ajuste y ensamble de la piezas es un trabajo de gran importancia, ya que la corrección de errores cometidos en esta etapa resulta muy costosa; por consiguiente en la misma son muy importantes la inspección de los ajustes y contar con una mano de obra adecuada en el soldador. Una vez terminado el ensamble, se transportan las partes al patio de almacenamiento, en donde se limpian y se pintan, quedando listas para el traslado al lugar de la obra.

El transporte del material de una operación a otra, representa una parte del trabajo en taller; para ello se emplean grúas viajeras, mientras que para dar servicio al área adyacente a cada operación se usan malacates o grúas de brazo giratorio.

Muy a menudo, la economía de fabricación depende de la mayor o menor cantidad de manejo del material en el taller; por ejemplo, una vez

taja de la construcción soldada es la eliminación del punzonado y rimado de agujeros, o taladrado de los mismos, con la consiguiente reducción de operaciones de manejo.

A continuación se valuará el costo de fabricación de cada una de las estructuras analizadas, considerando en el siguiente inciso únicamente el costo de mano de obra.

### V.3.- COSTO DE MANO DE OBRA.

En el inciso V.1. se demostró la superioridad económica de los marcos en celosía, en cuanto a costo de materiales, debido a su reducido peso propio. Sin embargo, tomando en cuenta la complejidad del proceso de fabricación para marcos de celosía, podría pensarse en que el costo de mano de obra sería relativamente menor para un sistema tradicional de marcos rígidos. A continuación se presenta el análisis de costo de mano de obra para cada alternativa.

El rendimiento de fabricación para marcos rígidos de alma llena es de 24 Kg/hr., y para armaduras (celosías) es de 17 Kg/hr. [XIV].

MARCO.	COSTO DE MANO DE OBRA.	RENDIMIENTO.	IMPORTE PARCIAL.	PESO DE LA ESTRUCTURA.	IMPORTE TOTAL.
	\$/hr.	Kg/hr.	\$/Kg. <u>luz</u> minado.	Kg.	\$
CELOSIA 12m.	728.00	17.00	42.82	727.27	31141.70
CELOSIA 20m.	728.00	17.00	42.82	7696.05	72624.86
Alma Llena 12m.	728.00	24.00	30.33	1377.03	41765.32
Alma Llena 20m.	728.00	24.00	30.33	2170.67	65836.42

Se observa que para el marco de 12m. de claro el costo de mano de obra es menor para un marco de celosía. Sin embargo para un claro de 20m. de claro el costo resulta mayor.

V.4.- COSTO GLOBAL.

	MARCO.	MATERIAL.	MANO DE OBRA.	TOTAL.
CELOSTIA.	12m.	\$ 267,140.82	\$ 31,141.70	\$ 298,282.52
CELOSTIA.	20m.	\$ 622,993.09	\$ 72,624.86	\$ 695,617.95
Alma llena.	12m.	\$ 505,810.66	\$ 41,765.32	\$ 547,575.98
Alma llena.	20m.	\$ 797,330.50	\$ 65,836.42	\$ 863,166.92

Se observa que los marcos rígidos en celostia tienen un costo global menor que el correspondiente a los marcos de alma llena.

La etapa siguiente a la fabricación de las partes y ensambles estructurales es el transporte de las mismas al lugar de la obra y a continuación el montaje. Los métodos usados en el montaje de estructuras de acero, varían según el tipo y tamaño de la estructura, las condiciones del lugar y la disponibilidad de equipo.

Además de considerar si las condiciones del terreno permitirán usar grúas, plumas, grúas móviles u otro tipo de equipo, deben estudiarse varios métodos para determinar cuál es el mejor, tomando en cuenta todos los factores, por ejemplo, un edificio bajo como el estudiado en esta tesis, puede montarse con una pluma atirantada, una pluma de patas rígidas, una grúa de orugas de alta capacidad, una grúa montada sobre camión, o aún con una grúa móvil.

Se debe comparar el tiempo de instalación de una pluma, con el tiempo en que puede entregarse una grúa totalmente aparejada. El costo de entrega de una grúa montada sobre camión, por sus propios medios, por lo general, es mucho menor que el costo de entrega de una grúa de orugas.

Se necesita mucho espacio para que las grúas móviles puedan moverse en el lugar de la obra, por lo tanto se reducen las áreas disponibles para la descarga de material y para la selección y distribución de la estructura, mientras que una pluma permite utilizar toda el área que la rodea, para los trabajos mencionados.

Se deben tomar en cuenta el clima, las posibilidades de inundación, vientos, etc. Las construcciones circundantes pueden también modificar la decisión sobre cómo montar y qué equipo utilizar.

La velocidad de montaje que se espera debe estar en relación directa con la velocidad a la que el fabricante podrá producir y cargar.

De aquí concluimos que el procedimiento de montaje deberá elegirse de acuerdo a las condiciones específicas de cada obra.

Es de capital importancia destacar que las estructuras a base de marcos en celosía deben montarse sujetándolas de los nudos, para evitar la introducción de esfuerzos secundarios a los elementos que integran la estructura.

**CAPITULO VI. CONCLUSIONES.**

---



La realización de este trabajo estuvo encaminada a desarrollar un sistema estructural que pudiera competir con las estructuras metálicas más comúnmente usadas en la actualidad.

En el proyecto se diseñaron marcos en celosía de 12,20 y 35m. de claro, se propusieron conexiones para los miembros principales y la celosía, y finalmente se estudió el costo comparativo con una estructura de alma llena.

Las estructuras aquí presentadas (marcos en celosía y marcos de alma llena), resisten las mismas fuerzas accidentales y la misma carga viva, ambas alternativas fueron diseñadas optimizando los perfiles eleados, de forma tal que cada estructura es capaz de soportar las cargas permanentes y las accidentales con un mínimo de material (acero).

Según los resultados presentados en los capítulos III inciso III.3 y IV inciso IV.2, se observa que los sistemas a base de celosías son notablemente más ligeros que los sistemas a base de marcos de alma llena. El peso de un marco en celosía es menor en un 52.81% para un marco de 12m de claro, en comparación con un marco de alma llena de las mismas características; esta diferencia de peso disminuye a medida que aumenta el claro del marco, por ejemplo para un marco de 20m. de claro la diferencia es de un 21.8%, porcentaje aún significativo que marca la eficiencia de los marcos en celosía ante el factor "peso de la estructura".

El comportamiento de los marcos en celosía ante cargas gravitacionales, presiones de viento y fuerzas sísmicas es satisfactorio, como se puede observar en el capítulo II. Las estructuras objeto de este estudio fueron diseñadas para resistir los esfuerzos máximos observados en cada elemento. Así mismo los desplazamientos y flechas observados están dentro de los límites establecidos en el reglamento de Construcciones del

D.F., por lo que puede garantizarse que las estructuras aquí diseñadas tendrán un comportamiento satisfactorio ante las solicitaciones de carga a que se verán sometidas durante su vida útil.

El rango de aplicación de las estructuras presentadas en esta tesis, se limita a marcos entre 12 y 35m. de claro. El límite superior de este rango fue definido en el capítulo 11, ya que en el diseño del marco de 35m. se emplearon los perfiles en ángulo de mayor tamaño que se fabrican comercialmente en el país. El empleo de ángulos de fabricación especial elevaría el costo de las estructuras hasta hacerlas incapaces de competir con la alternativa de marcos de alma llena. El límite inferior (12m.), surge de la escasez de perfiles en ángulo menores a 12" en acero A-36 (acero estructural). Al diseñar marcos de claros menores a 12m. resultarían secciones menores a 12", el peso de la estructura sería considerablemente menor que el de un marco de alma llena, sin embargo, al no poder garantizar la calidad estructural del acero, no podría tampoco garantizarse el comportamiento de las estructuras.

El hecho de limitar el rango de aplicación de marcos en celosía a claros entre 12 y 35m., no limita el claro total de una estructura, ya que es frecuente construir edificios con columnas intermedias. De aquí que en el caso de permitirse columnas dentro de un edificio, el rango de aplicación crece hasta un infinito, pudiendo hacer "N" combinaciones de marcos en celosía para cubrir el área deseada.

El costo de materiales es significativamente menor para marcos en celosía que para marcos de alma llena, por ejemplo para un marco de 12m. de claro el costo es un 47.2% menor utilizando un sistema en celosía, mientras que para un marco de 20m. de claro el costo se reduce en un 21.8%.

El costo de mano de obra es un parámetro variable que depende del peso de la estructura, se observa que mientras que para un marco de 12m. de claro en celosía el costo de la mano de obra es menor, éste aumenta en un 9.35% para un marco de 20m. en celosía comparado con un marco del mismo claro y alma llena. El factor mano de obra puede ser decisivo en la elección de la alternativa cuando se trate de claros mayores a 35m.

— El costo global de las estructuras estudiadas es menor para marcos en celosía que para marcos de alma llena, siendo un 45.53% menor para marcos de 12m. de claro y un 19.41% menor para marcos de 20m.

— El uso de marcos en celosía como alternativa económica al sistema de marcos rígidos de alma llena amplía el rango de aplicación de las estructuras metálicas en nuestro país. Al construir una estructura a base de marcos en celosía se obtienen además de la ventajas propias de una estructura metálica (cap. II), una reducción considerable de costo, permitiendo que una estructura de acero compita con las más comúnmente usadas estructuras de concreto y mampostería. La alternativa de marcos en celosía tendrá una buena aceptación en el mercado actual en donde se buscan soluciones funcionales y económicas.

— Las necesidades inmediatas del país, abarcan principalmente la creación o mejoramiento de pequeñas industrias, hospitales, talleres, escuelas, y mercados. Un sistema constructivo a base de marcos rígidos en celosía ofrece una solución estética, funcional y muy económica para ayudar al buen desarrollo de los planes de crecimiento nacional.

## INDICE DE FIGURAS.

### FIGURA.

- A. Arco en celosía.
- B. Marco en celosía aplicado en el Hangar de la compañía Mexicana de aviación.
  - I.1. Sistema Warren de vigas en celosía.
  - I.2. Sistema Pratt.
  - I.3. Sistema Howe.
  - I.4. Sistema de vigas complejas.
  - I.5. Columnas en celosía.
  - I.6. Curva esfuerzo-deformación para acero estructural.
  - I.7. Porción inicial de la curva esfuerzo-deformación.
  - I.8. Comportamiento típico de miembros a flexión.
  - I.9. Comportamiento típico de Viga-columna.
  - I.10. Curva carga-deformación de un marco rígido.
  - I.11. Geometría de los marcos en celosía.
  - I.12. Tipo de cubierta.
  - I.13. Celosía.
  
- II.1. Modelo matemático simplificado para marco de 12m.
- II.2. Modelo matemático simplificado para marco de 20m.
- II.3. Modelo matemático simplificado para marco de 35m.
- II.4. Diagrama de momentos para marco de 12m.
- II.5. Diagrama de momentos para marco de 20m.
- II.6. Diagrama de momentos para marco de 35m.
- II.7. Modelo matemático para el análisis definitivo del marco en celosía de 12m.
- II.8. Modelo matemático para el análisis definitivo del marco en celosía de 20m.
- II.9. Modelo matemático para el análisis definitivo del marco en celosía de 35m.
- II.10. Geometría deformada del marco de 12m. para CH+CV.
- II.11. Geometría deformada del marco de 12m. para CH+CVR+VTO.
- II.12. Geometría deformada del marco de 12m. para CH+CVR+SIS.

- II.13. Geometría deformada del marco de 20m. para CH+CV.
- II.14. Geometría deformada del marco de 20m. para CH+CVR+VTO.
- II.15. Geometría deformada del marco de 20m. para CH+CVR+STS.
- II.16. Geometría deformada del marco de 35m. para CH+CV.
- II.17. Geometría deformada del marco de 35m. para CH+CVR+VTO.
- II.18. Geometría deformada del marco de 35m. para CH+CVR+STS.
- II.19. Columnas en celosía.
- II.20. Plano de diseño estructural, marco 12m.
- II.21. Plano de diseño estructural marco 20m.
- II.22. Plano de diseño estructural marco 35m.

- III.1. Diseño de soldadura y placa de conexión.
- III.2. Detalle de conexión marco de 12m. ( DET. I ).
- III.3. Detalle de conexión marco de 12m. ( DET. II ).
- III.4. Detalle de conexión marco de 12m. ( DET. III ).
- III.5. Detalle de conexión marco de 20m. ( DET. I ).
- III.6. Detalle de conexión marco de 20m. ( DET. II ).
- III.7. Detalle de conexión marco de 20m. ( DET. III ).
- III.8. Detalle de conexión marco de 20m. ( DET. IV ).
- III.9. Detalle de separación de empaques.
- III.10. Conexión soldada.

- IV.1. Plano de diseño estructural marco de 12m. alma llena.
- IV.2. Plano de diseño estructural marco de 20m. alma llena.

## BIBLIOGRAFIA.

*Design of Single Story Rigid Frames.*

George C. Lee., Robert L. Ketter, T.I. Hsu.

1981 Metal Building Manufacturers Ass. Cap III.

*Diseño de Estructuras de Acero.*

Joseph E. Bowles.

Limusa 1984.

*Diseño de Estructuras de Acero.*

Bresler, Lin y Scalzi.

Limusa 1970.

*Structural Steel Design.*

Ronald Co. Fritz Engineering Lab.

Beedle, Blackmon. 1964 Caps. V, XIII.

*Construcciones Metálicas.*

G. Kienert.

E. Urmo. 1966, Tomo II. Caps. III, IV, V, VII.

*Reglamento de construcciones del D.F.*

Julio 1977.

*Normas de Emergencia para las Construcciones del D.F.*

Octubre 1985.

*Steel Structures.*

*Design and Behavior.*

Salmon, Johnson.

Intex Educational Publishers.

University of Wisconsin.

*Estructuras de Acero.*  
*Oscal de Buen Lopez de Meredia.*  
*Limusa.*

*Resistencia de Materiales .*  
*E. Peschard.*  
*UNAM. 1979. Cap.V.*

*Manual AMISA.*  
*Altos Hornos de México 1977.*

*Manual de Diseño de Obras Civiles.*  
*Secciones B y F (solicitaciones y analisis estructural)*  
*Comisión Federal de Electricidad. 1970.*

*Specification for the Design Fabrication and Erection of Structural Steel Buildings.*  
*American Institute of Steel Construction.*  
*1978.*

*Steel Space Structures.*  
*Z.S. Mahowski. Cap I.*

*Montaje de Estructuras de Acero en la Construcción de Edificios.*  
*William G. Rapp.*  
*Limusa 1978.*

## REFERENCIAS.

- I. PRESENTE Y FUTURO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO EN MEXICO.  
OSCAR DE BUEN L.H. (Artículo).
- II. TESTS PROFESIONAL: PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA LA SOLUCION DE LAS ES-  
TRUCTURAS ESQUELETALES PLANAS Y APLICACIONES.  
ING. LUIS ARROYO. U.I.S.A.
- III. CONSTRUCCIONES METALICAS. TOMO I.  
G KIENERT.
- IV. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.  
BRESLER, LIN Y SCALZI.
- V. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.F.
- VI. STRUCTURAL STEEL DESIGN.  
RONAL CO. FRITZ ENGEENTERING LAB.  
BEEBLE, BLACKMON.
- VII. NORMAS DE EMERGENCIA PARA LAS CONSTRUCCIONES EN EL DISTRITO FEDERAL.  
OCTUBRE 1985.
- VIII. RESISTENCIA DE MATERIALES.  
E. PESCHARD. UNAM 1979 CAP. V
- IX. MANUAL SAP 80. BERKLEY CAL.
- X. BRESLER, LIN Y SCALZI.
- XI. APUNTES ING. A DURAND LINON UNAM.



XII. MANUAL DE NORMAS AISC.

XIII. DESIGN OF SINGLE STORY RIGID FRAMES.

GEORGE C. LEE., ROBERT L. KETTER., T.L. HSU.

1981 METAL BUILDING MANUFACTURERS. AS. CAP. III.

XIV. THET. SA DE CV.

CATALOGO DE NORMAS Y PRECIOS DE MATERIALES.