



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

---

FACULTAD DE INGENIERIA

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA NAVE DE GRAN CLARO  
PARA SALÓN DE EXPOSICIONES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

JUAN JOSE RAMIREZ ZAMORA

DIRECTOR DE TESIS: M. en I. ISMAEL VAZQUEZ MARTINEZ



MEXICO, D. F.

2003



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.

## AGRADECIMIENTOS

*Al M. en I. Ismael Vázquez Martínez, mi director de tesis, por su invaluable apoyo para la realización de éste trabajo.*

*A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, refiriéndome a ésta como el conjunto de profesores, autoridades y compañeros estudiantes que me dieron los conocimientos necesarios para llegar a ser un Ingeniero Civil.*

*Al profesor y ex – Director de la Facultad de Ingeniería, el Ing. José Manuel Covarrubias Solís, por su apoyo incondicional en todo lo referente a las actividades estudiantiles y en especial al desarrollo del Capítulo Estudiantil del American Concrete Institute (ACI) de la Facultad de Ingeniería.*

*Al profesor y ex – Jefe de la División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica de la Facultad de Ingeniería, el Ing. Gabriel Moreno Pecero, por su gran interés en la formación del Ingeniero Civil mexicano.*

*A mis compañeros y amigos Roberto Chacón, Sergio Li, Juan Herrera, Raúl Parra y Rafaci Cámara de quienes aprendí bastante. A mi amigo J. Eugenio Iturriaga Flores con quién participé en bastantes proyectos estudiantiles y de quien aprendí mucho también. A Fernanda por todo lo que hemos compartido juntos y a quien quiero muchísimo.*

*Dedico esta tesis a mis padres Laura y Eduardo, y a mis hermanos, Germán, Alonso, Miriam, Rodo y Nataly, quienes han ayudado muchísimo en mi desarrollo como persona y a quienes quiero con toda mi alma y a quienes llevaré siempre en mi corazón.*

ÍNDICE	PÁGINA
I. INTRODUCCIÓN	1
II. ESTRUCTURACIÓN DE LA NAVE	5
A) TIPO DE ESTRUCTURACIÓN	6
B) PROPIEDADES DE LOS MATERIALES A UTILIZAR	8
III. SOLICITACIONES	10
A) CARGAS GRAVITACIONALES	10
A.1) CARGAS MUERTAS	10
A.2) CARGAS VIVAS	10
B) CARGAS ACCIDENTALES	11
B.1) CARGAS POR SISMO	11
B.2) CARGAS POR VIENTO	20
B.3) GRANIZO	21
C) CARGAS ESPECIALES	22
IV. ELABORACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO PARA SU ANÁLISIS	23
A) MÉTODO DE ANÁLISIS	23
B) BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE ANÁLISIS	28
C) DATOS DE ENTRADA PARA EL PROGRAMA	32
D) DATOS DE SALIDA DEL PROGRAMA	71
V. DISEÑO ESTRUCTURAL	86
A) REVISIÓN POR ESTADOS LÍMITE DE FALLA	86
A.1) REVISIÓN POR FLEXION	92
A.2) REVISIÓN POR FLEXOCOMPRESIÓN	111
A.3) REVISIÓN POR CORTANTE	126
B) REVISIÓN POR ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	130
B.1) FLECHAS	131
B.2) DESPLAZAMIENTOS	134
VI. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	138
BIBLIOGRAFÍA	142

## I. INTRODUCCIÓN

Una de las principales razones de la existencia de la Ingeniería es la de resolver problemas. Así, la Ingeniería Civil enfoca sus esfuerzos en resolver problemas de interés social tales como el de la vivienda, caminos, abastecimiento de agua potable, etc.

El ingeniero Civil tiene que resolver el problema que se le presente de una manera tal que la solución que proponga sea segura, funcional y económicamente viable. Es aquí donde el ingeniero estructural juega un papel muy importante, ya que es su responsabilidad el optimizar los recursos disponibles para lograr el objetivo propuesto.

En nuestro país, existen diversos materiales para la construcción de las estructuras, tales como el concreto reforzado, mampostería, acero estructural, madera, etc. Este trabajo trata del análisis y diseño de una estructura de acero, cabe señalar que cada uno de los diferentes materiales ofrece ventajas y desventajas, dependiendo del tipo de estructuración, de la ubicación de la estructura, del clima de la región, de los costos de mantenimiento, etc.

En este trabajo se presentará el análisis y diseño estructural de una nave de gran claro utilizando el acero como material principal.

Para el caso de las estructuras de acero se pueden nombrar como ventajas las siguientes:

- Buen comportamiento sísmico.
- Columnas más pequeñas.
- Facilidad para la modificación y remodelación.
- Estructuras ligeras (por lo tanto ahorro en la cimentación).
- Secciones de elementos no tan grandes para librar grandes claros.
- Rapidez constructiva.
- Limpieza.
- Completo reciclaje

En la actualidad, el tiempo para la fabricación y montaje de estructuras metálicas se ha reducido de manera muy importante gracias a los siguientes factores:

- a) El uso de programas de cómputo que permiten la elaboración de un análisis y diseño en forma tridimensional de manera racional y eficiente.
- b) La utilización de programas que permiten el modelado de la estructura en forma tridimensional para la elaboración de los planos de fabricación y montaje de manera automatizada.
- c) La fabricación de estructuras metálicas con procesos automatizados como corte en frío con sierra, taladrado, marcado y corte térmico.

Aunado a lo anterior, el costo del acero estructural se ha visto reducido en los últimos años, factor que lo hace aún mas competitivo frente a las estructuras de concreto.

El uso destinado para la nave objeto de este trabajo es el de sala de exhibiciones, lo cual hace indispensable la existencia de grandes espacios sin obstrucciones físicas tales como columnas. Como anteriormente se mencionó, una de las principales ventajas en las estructuras de acero es que permite librar grandes claros con secciones de elementos relativamente pequeñas.

A continuación se hace una descripción general acerca de las características de la estructura, así como de su análisis y diseño.

### *Descripción general*

La estructura es de planta rectangular y sus dimensiones son de 117.17 m de largo por 114 m de ancho. Su área es de aproximadamente 13357 m<sup>2</sup>. Su altura es de 17.9 m en la cumbre. En la figura 1 se definen los ejes en las direcciones “x” y “y”. Paralelo a la dirección “x”, la nave está conformada por 5 marcos metálicos principales de sección variable y de alma llena a dos aguas y 4 marcos secundarios también de sección variable y de alma llena. Paralelo a la dirección (“y”), la nave está formada por 4 marcos metálicos de sección constante. En los extremos de la cubierta existen contraventeados para evitar el coceo de los marcos secundarios paralelos a la dirección “x”.

Los marcos metálicos están desplantados sobre un estacionamiento de dos niveles estructurado a base de marcos de concreto reforzado en ambos sentidos.

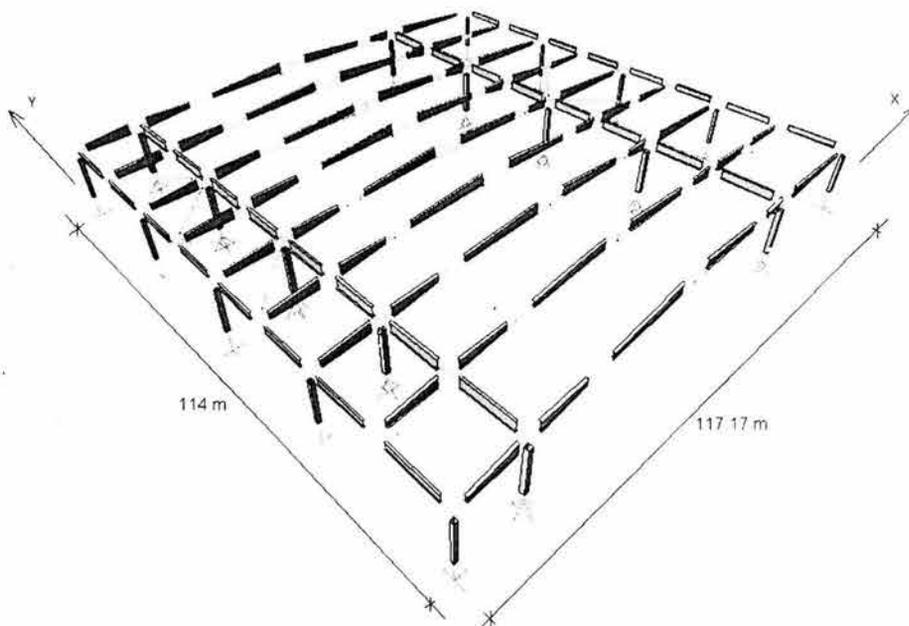


FIGURA 1

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de agosto de 1993 (RCDF'93) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM) consideran como criterio de diseño el de "Estados Límite" tal y como se señala en el Art. 182 que especifica que: "Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- 1) Tener seguridad suficiente para la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada, y
- 2) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación."

Se define como estado límite de falla al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura. Para verificar que no se llegue al estado límite de falla en algún elemento estructural se debe cumplir con la siguiente expresión:

$$F_R \times R_{es} > F_c \times F_{act}$$

Donde:

$F_R$  = Factor de reducción de resistencia

$R_{es}$  = Resistencia de diseño

$F_c$  = Factor de carga

$F_{act}$  = Elemento mecánico (Fuerza o momento actuante).

Se define como estado límite de servicio a la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

El Art. 184 del RCDF'93 señala que para efectos de deformaciones no se deberán exceder los valores siguientes:

a) Para flecha vertical (fracción I del Art. 184): "Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre 240, más 0.5 cm."

b) Para flecha horizontal (fracción II del Art. 184): "para diseño sísmico se observará lo dispuesto en los artículos 209 a 211 de este reglamento."

A su vez el Art. 209 del RCDF'93 especifica que los desplazamientos laterales "no excederán de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso el límite en cuestión será de 0.012."

Además las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en su sección 4.1 señala que: "las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático de análisis..."

En los Estados Unidos de Norteamérica existen dos Reglamentos que son los mas usados para el diseño de estructuras metálicas: estos son los siguientes:

a) "Load and Resistance Factor Design" (L.R.F.D.): que podría traducirse como diseño con carga y resistencia factorizada que sigue el mismo criterio de diseño del RCDF'93 aunque con diferentes factores. Para este Reglamento también es aplicable la siguiente expresión para la revisión de los estados límite de falla.

$$F_R \times R_{es} > F_c \times F_{act}$$

b) "Allowable Stress Design" (A.S.D.): que podría traducirse como diseño por esfuerzos permisibles que se podría explicar con la siguiente expresión:

$$f_{adm} > f_{act}$$

Donde:

$f_{adm}$  = Esfuerzo admisible

$f_{act}$  = Esfuerzo actuante

Cabe mencionar que el Reglamento A.S.D. da un diseño más conservador que el L.R.F.D.

En la actualidad, de los dos Reglamentos antes mencionados, el que se utiliza con mayor frecuencia en los Estados Unidos es el L.R.F.D.

La estructura se diseñó de acuerdo a lo especificado en el RCDF'93, y sus correspondientes NTC-EM, en forma complementaria se utilizó el L.R.F.D. De acuerdo a su uso (Sala de Exhibiciones), la estructura se clasifica dentro del grupo A. Por desplantarse en el suelo de la Zona I, según la regionalización sísmica del Reglamento, le corresponde un coeficiente sísmico  $c_s = 0.16$ . Por ser estructura del grupo A el coeficiente sísmico deberá multiplicarse por 1.5, quedando así  $c_s = 0.16 \times 1.5 = 0.24$ . Se utilizó un factor de comportamiento sísmico de  $Q = 2$ .

Para considerar los efectos bidireccionales que marcan las NTC para diseño por sismo, se utilizaron en el análisis combinaciones de carga con el 100 % de los efectos de la componente en la dirección analizada más el 30% de la componente en la dirección perpendicular, así como otras combinaciones con cambio de signos de dichas componentes.

Para el análisis estructural de la nave se utilizó el programa SAP2000, que permite modelar la estructura en forma tridimensional y tomar en cuenta la contribución de todos los elementos estructurales que se tienen.

## II. ESTRUCTURACIÓN DE LA NAVE

La nave está estructurada a base de marcos rígidos metálicos ortogonales entre sí. En la siguiente figura (figura 2) se puede observar la distribución de ejes asignada a los diferentes marcos en ambas direcciones, teniendo ejes número paralelos a la dirección "x" y ejes letra paralelos a la dirección "y".

Los ejes 1, 5, 8, 11 y 15 son de marcos principales y están apoyados en columnas. Los ejes 1', 5', 8' y 11' son de marcos secundarios que están apoyados en marcos ortogonales.

Entre los ejes X y V así como entre los ejes K y A' hay contraventeos horizontales con una distribución como la que se muestra en la figura. Dichos contraventeos tienen el propósito de ayudar a tomar el coceo de los marcos secundarios de los ejes 1', 5', 8' y 11'.

Existen largueros tipo "joist" a cada 2 m para soportar la lámina que conforma el sistema de cubierta.

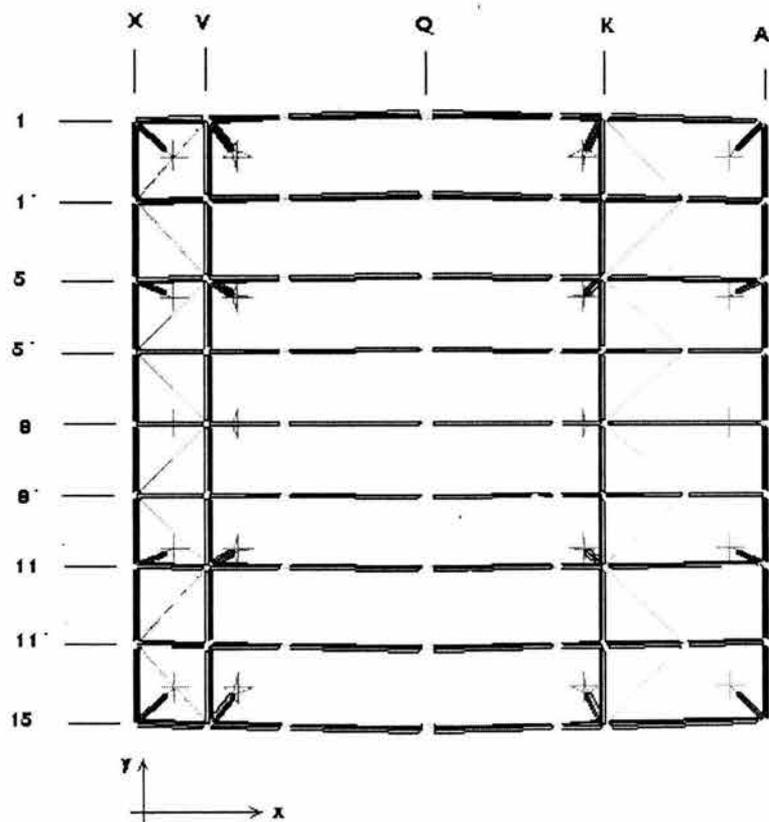


FIGURA 2

## II.A. TIPO DE ESTRUCTURACIÓN

Los marcos metálicos de sección variable paralelos a la dirección "x" tienen una longitud de 117.17m con claros libres de columnas de 13.67m, 72.9m, y 30.6m.

La columna del extremo izquierdo tiene una altura libre de columna de 13.82 m, la segunda columna de izquierda a derecha tiene una altura libre de columna de 14.23 m, la siguiente columna a la derecha tiene una altura libre de columna de 14.75 m y finalmente la columna del extremo derecho mide 13.82 m, tal y como se muestra en la siguiente figura:

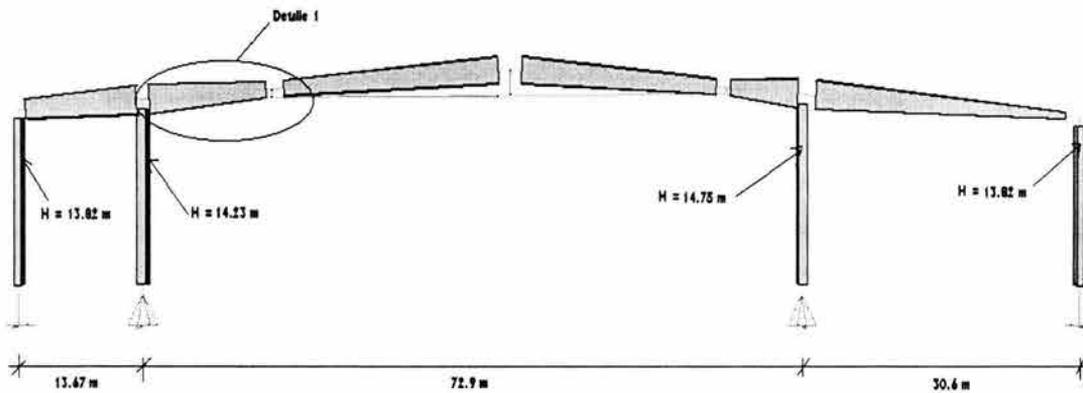


FIGURA 3

Como se puede apreciar tanto en la figura 3 como en la siguiente figura 4, que es un acercamiento, los marcos sobre los ejes numero están formados por secciones de alma llena de sección variable tipo "butler".

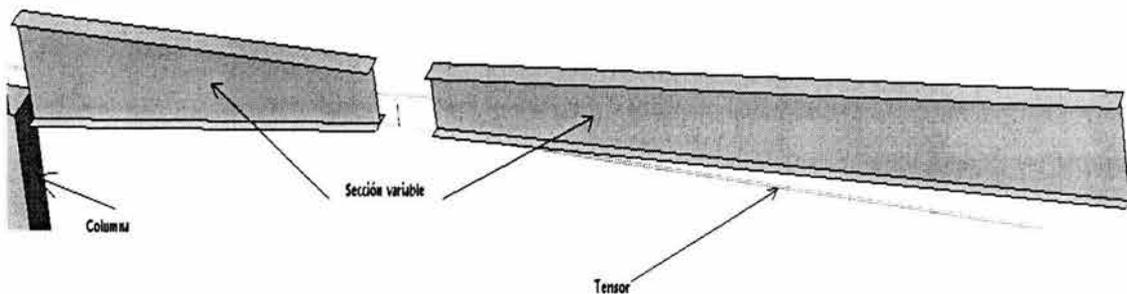


FIGURA 4 (Detalle 1)

En la figura anterior también se puede observar el tensor que ayuda a reducir tanto el coceo como la deformación vertical (flecha) en la cumbrera.

Los marcos sobre a los ejes letra (X, V, K, A) tienen una longitud de 114m con claros de 30 m y 27 m. En cuanto a las columnas, éstas tienen alturas iguales en un mismo marco, pero dependiendo del eje, estas alturas varían de acuerdo a las alturas de columnas indicadas en la figura 3.

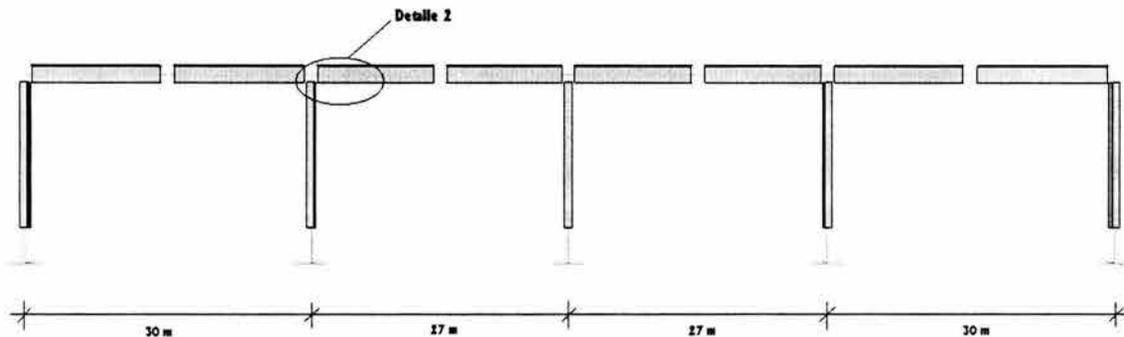


FIGURA 5

Este tipo de marcos, paralelos a la dirección "y" (ejes X, V, K, A), están formados por secciones hechas con tres placas soldadas en "I" con sección constante. (Ver figura 6)

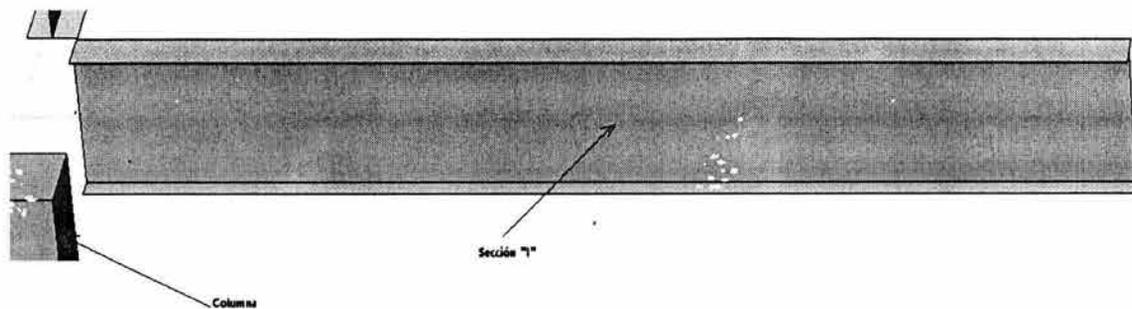


FIGURA 6 (Detalle 2)

El sistema de cubierta está estructurado a base de largueros tipo "Joist" (ver figura 7) simplemente apoyados de marco a marco paralelos a la dirección "y" a cada 2 m de

separación entre ellos. Sobre dichos largueros se apoyará la lamina tipo ligera con aislante térmico y acústico.

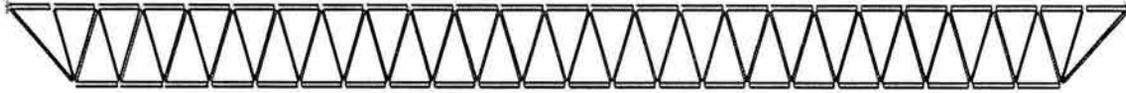


FIGURA 7 Elevación de Larguero tipo "joist"

## II.B. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES A UTILIZAR

### ACERO

Los aceros más comúnmente utilizados en aplicaciones estructurales son el A – 36 y el A – 572 Gr 50. La prueba de tensión es una forma precisa de obtener las propiedades mecánicas más importantes para el diseño de las estructuras metálicas.

Esta prueba consiste a grandes rasgos en aplicar una carga de tensión a una probeta del material en cuestión incrementándose ésta constantemente, mientras se registran las deformaciones producidas por dicha carga y en algunas ocasiones se grafica esta interacción, obteniendo así la gráfica esfuerzo deformación.

Las propiedades mecánicas que se utilizan generalmente en el análisis y diseño de las estructuras metálicas son las que se describen a continuación:

#### *Esfuerzo de fluencia*

El esfuerzo de fluencia es aquel con el que se consigue un incremento en las deformaciones sin que haya un incremento de esfuerzos.

Para el acero A-36, manejaremos un valor de esfuerzo de fluencia  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  y para el acero A – 572 Gr 50 el valor de  $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ .

#### *Módulo de elasticidad*

Es la relación de esfuerzo a deformación en niveles donde el esfuerzo es linealmente proporcional a la deformación.

El valor del módulo de elasticidad para el acero A-36 y el A – 572 Gr 50 es de  $2,039,000 \text{ kg/cm}^2$ .

## Relación de Poisson

Es el valor absoluto de la relación de la deformación transversal a la deformación longitudinal y para aceros estructurales vale 0.3.

En la figura 8 se presenta la gráfica esfuerzo deformación tipo para el acero:

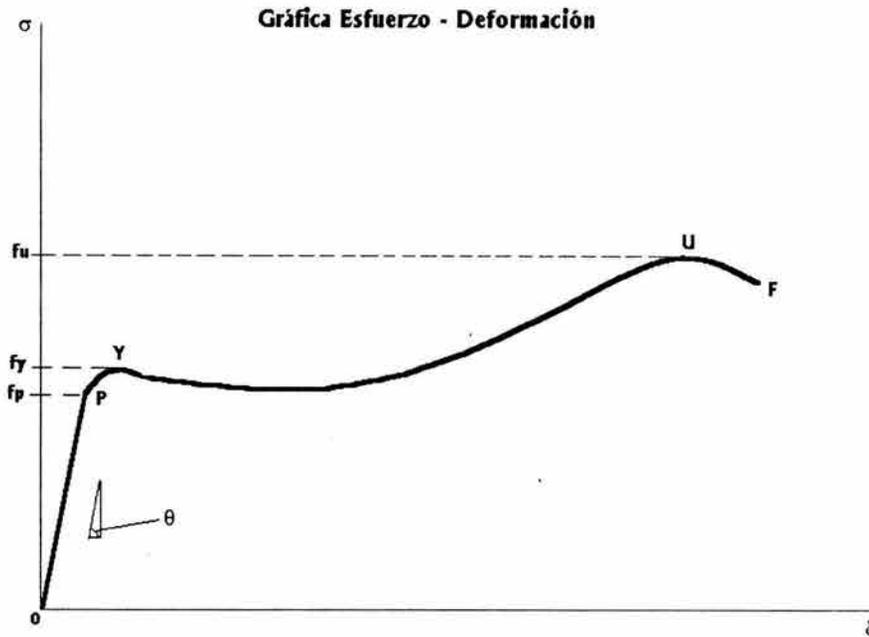


FIGURA 8

La curva empieza en el origen y continúa como una línea recta hasta que llega al punto P. Más adelante se encuentra el punto Y donde la curva disminuye su pendiente, se hace mas horizontal e incluso puede bajar ligeramente. Después de continuar aproximadamente horizontal una cierta distancia, la curva tiende a subir hasta U, y luego decrece hasta alcanzar el punto F, donde ocurre la fractura.

Cada uno de esos puntos recibe un nombre. El punto P es el límite de proporcionalidad del material. Para un esfuerzo mayor que el esfuerzo en el límite de proporcionalidad ( $f_p$ ) ya no se cumple la proporcionalidad lineal entre el esfuerzo y la deformación.

Justamente después del límite de proporcionalidad, en Y, la curva disminuye su pendiente y el material se deforma con muy poco o ningún aumento de la carga. El material fluye o se deforma plásticamente en este punto. El esfuerzo para el cual comienza esta fluencia del material es el esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ).

Posteriormente la curva incrementa su pendiente y alcanza un valor máximo en U. El esfuerzo correspondiente a este punto se llama esfuerzo último ( $f_u$ ) que es el máximo esfuerzo que el material es capaz de soportar. Después la curva desciende hasta el punto F, donde ocurre la fractura.

### III. SOLICITACIONES

Se utilizaron los siguientes factores de diseño y cargas en la cubierta de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias:

#### III.A. CARGAS GRAVITACIONALES

En este tipo de cargas están contempladas aquellas debidas a pesos propios de elementos estructurales o no estructurales y en general todo aquello que conserva una posición fija en la construcción (Cargas Muertas), así como aquellas que dependen del uso para el cual esté destinada la estructura, ya sea para oficinas, casas habitación, lugares de reunión, etc sin ser permanentes (Cargas Vivas).

Las Cargas Muertas se estiman de acuerdo a los volúmenes de los elementos que las comprenden multiplicados por su peso volumétrico, mientras que las Cargas Vivas se tomarán iguales a las especificadas en el artículo 199 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).

##### III.A.1 CARGAS MUERTAS

<i>Concepto</i>	<i>Carga (kg/m<sup>2</sup>)</i>
Lámina de cubierta	15
Joist y misceláneos	20
Instalaciones	<u>30</u>
<b>Carga Muerta</b>	<b>65</b>

NOTA: Dentro de la Carga Muerta se considera el peso propio de la estructura pero no aparece en los conceptos anteriores por que el programa de análisis que se utilizará lo incluye automáticamente.

##### III.A.2 CARGAS VIVAS

<i>Concepto</i>	<i>Carga (kg/m<sup>2</sup>)</i>
<b>Carga Viva Máxima</b>	<b>40</b> (Art. 199 del RCDF)
<b>Carga Viva Reducida</b>	<b>20</b> (Art. 199 del RCDF)

Los valores de cargas vivas anteriores son validos para cubiertas con pendientes mayores al 5%.

Además se consideró sobre los ejes 5, 8, 11 y 15 así como sobre el eje V entre los ejes 5 y 15, una carga lineal adicional de **900 kg/m**, debido a que sobre cualquiera de estos ejes podría haber un muro divisorio tipo *Hufcor* con ese peso.

### III.B. CARGAS ACCIDENTALES

En ésta categoría se encuentran cargas que en forma excepcional pueden afectar a la estructura, es decir no siempre están actuando.

#### III.B.1 CARGAS POR SISMO

En cuanto a la determinación de las cargas debidas al sismo, las NTC del RCDF, distinguen 3 métodos de análisis que son el estático, el dinámico y el simplificado.

De acuerdo a la normas antes mencionadas todas las estructuras pueden analizarse por medio del método dinámico y aquellas estructuras cuya altura no exceda los 60 m, podrán analizarse con el método estático.

Para poder aplicar el método simplificado, se debe de cumplir con algunos requisitos los cuales no satisface la estructura aquí estudiada, no obstante se mencionarán para enfatizar el por qué no se puede utilizar dicho método. Estos requisitos son los siguientes:

- Por lo menos el 75 % de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí por losas monolíticas. (No se cumple)
- La relación longitud / ancho de la planta del edificio, no excederá de 2.0
- La relación altura / dimensión mínima de la base no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m. (No se cumple)

Por lo tanto al desechar el método simplificado de análisis, quedan el dinámico y el estático. Se usará, para efectos de este trabajo, el método estático de análisis sísmico ya que la altura del edificio no rebasa los 60m.

#### *MÉTODO ESTÁTICO*

Se enfoca en la determinación de la fuerza cortante total en la base (cortante basal) de la estructura a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad y después la distribuye en fuerzas concentradas a diferentes alturas suponiendo que la estructura vibrará en su primer modo natural.

El cortante basal se determina con la expresión que a continuación se presenta:

$$V = C_s W$$

En donde  $C_s$  es el coeficiente de cortante basal y  $W$  es el peso total de la estructura. (Carga Muerta + Carga Viva Reducida).

Para determinar el coeficiente  $C_s$  el RCDF utiliza la siguiente expresión:

$$C_s = a / Q$$

En donde:

$$a = (1 + 3T/T_1) c/4, \text{ si } T \text{ es menor que } T_1$$

$$a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_1 \text{ y } T_2$$

$$a = qc, \text{ si } T \text{ excede de } T_2$$

$$q = (T_2/T)^r$$

$T$  es el periodo natural de interés;  $c$  es el coeficiente sísmico y  $r$  un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura (zona I, II o III). La zona I se refiere a lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explorar minas de arena.

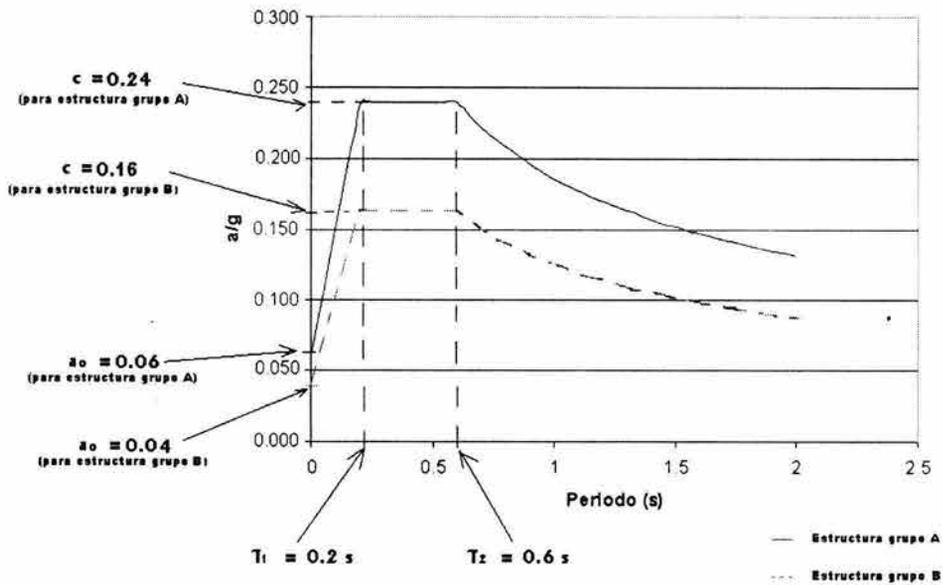
En la zona II o zona de transición los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

La zona III o lacustre está integrada por depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

De acuerdo a la ubicación de la estructura en estudio, y conforme a la clasificación anterior de las zonas en relación a las características del suelo, se puede afirmar que dicha estructura corresponde a la zona I.

A continuación en la figura 9 se muestran los espectros de diseño para la Zona I para las estructuras del grupo A y B, con el fin de compararlos y mostrar de una forma mas clara lo que estipula el artículo 206 con respecto a que el coeficiente sísmico se incrementa en 50% para estructuras del grupo A.

**Espectro de Diseño para ZONA I**  
**Estructuras grupo A y grupo B**



**FIGURA 9**

El siguiente paso después de calcular el cortante basal es determinar ahora las fuerzas individuales que deberán ser aplicadas a la estructura.

Hasta ahora se ha resuelto el problema en forma bidimensional, pero en realidad lo que se necesita es estudiarlo en tres dimensiones para tomar en cuenta también los efectos de torsión.

Así cada eje tomará una fracción de la fuerza actuante proporcional a la rigidez total:

$$F_i = F R_i / \Sigma R_i$$

Donde  $F_i$  es la fracción de la fuerza sísmica que tomará el eje "i", F es la fuerza sísmica total y  $R_i$  es la rigidez del eje "i".

Para determinar la torsión es necesario calcular primero el centroide de rigideces o centro de torsión, para lo cual las expresiones siguientes nos dan las coordenadas de dicho punto:

$$X_T = \Sigma R_{iy} x_i / \Sigma R_{iy}$$

$$Y_T = \Sigma R_{ix} y_i / \Sigma R_{ix}$$

Donde  $R_{ix}$  y  $R_{iy}$  son las rigideces en las direcciones “x” y “y” respectivamente del eje “i”;  $x_i$  y  $y_i$  son las distancias de los ejes en “x” y en “y” respectivamente, medidas respecto al centro de masa.

Finalmente, los efectos de torsión producen fuerzas que se suman a las de inercia y que se pueden calcular como a continuación se indica:

$$F_{ix} = R_{ix} y_{iT} F_x e_y / \Sigma (R_{ix} y_{iT}^2 + R_{iy} x_{iT}^2)$$

$$F_{iy} = R_{iy} x_{iT} F_y e_x / \Sigma (R_{iy} x_{iT}^2 + R_{ix} y_{iT}^2)$$

Las expresiones que se utilizarán para calcular las excentricidades “e” ya sea en dirección “x” o en dirección “y” son las siguientes:

$$e = 1.5 e_c + 0.1b \quad \text{o} \quad e = e_c - 0.1b$$

Donde  $e_c$  es la excentricidad calculada como la diferencia entre el centro de masa y el centro de torsión y  $b$  es la dimensión en planta de la estructura en dirección perpendicular a la dirección en estudio.

Como se mencionó en el capítulo I, la estructura metálica está desplantada sobre un estacionamiento de concreto reforzado. El RCDF contiene un apartado que dicta el procedimiento que se tiene que seguir para la valuación de fuerzas en apéndices y dice lo siguiente:

*“Para valorar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto del edificio, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por  $p' = 1 + 4c'/c$  donde  $c'$  es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.....”*

De lo anterior se puede inferir que para poder determinar las fuerzas sísmicas que actúan en la nave en estudio, éstas se tienen que obtener como si la nave estuviera desplantada sobre terreno firme y multiplicar dichas fuerzas por un factor de amplificación que depende de las fuerzas sísmicas y las masas de la estructura sobre la cuál se está desplantando. En el análisis sísmico estático que se realizará, se obtendrá primero el factor de amplificación para multiplicarlo por las fuerzas que resulten para la nave como si estuviera desplantada sobre terreno firme.

Se iniciarán los cálculos estimando la rigidez de cada eje de la estructura en estudio por medio del programa SAP2000, en el cual se aplicará una fuerza de 1000 kg y se observará cuanto se desplaza cada marco. Se comenzará con los marcos en la dirección “x”; en las siguientes figuras 10 y 11 se puede

apreciar el desplazamiento que sufre el marco tipo de los extremos (ejes 1 y 15) y el marco tipo de los intermedios (ejes 5, 8 y 11) ante la acción de los 1000 kg.

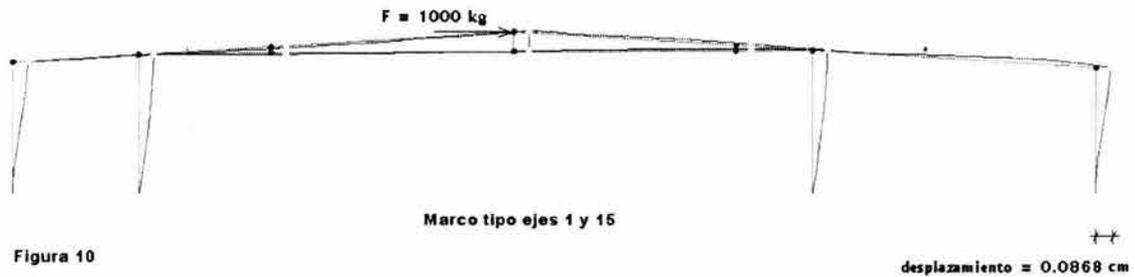


Figura 10

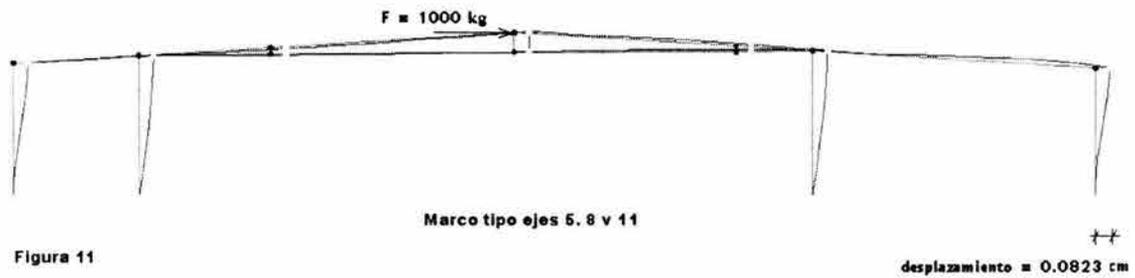


Figura 11

Conociendo la fuerza aplicada y el desplazamiento, se puede obtener la rigidez utilizando la siguiente expresión:

$$R_i = F / \Delta$$

Por lo tanto la rigidez  $R_{1,15} = 1000 \text{ kg} / 0.0868 \text{ cm} = 11521 \text{ kg} / \text{cm}$  para los marcos intermedios  $R_{5,8,11} = 1000 \text{ kg} / 0.0823 \text{ cm} = 12151 \text{ kg} / \text{cm}$

En cuanto a la rigidez de los marcos en la dirección "y" se puede hablar de cuatro tipos diferentes. Se empezará con el marco del eje X utilizando el mismo proceso que para la dirección "x".

EJE X en dirección "y".

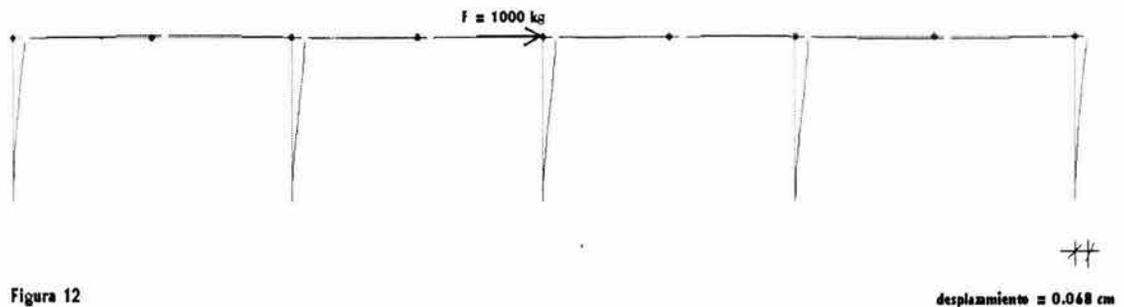


Figura 12

La rigidez  $R_X = 1000 \text{ kg} / 0.068 \text{ cm} = 14706 \text{ kg} / \text{cm}$ .

EJE V en dirección "y".

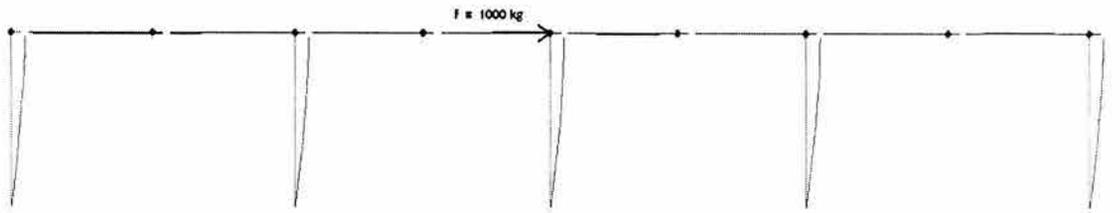


Figura 13

desplazamiento = 0.075 cm

La rigidez  $R_V = 1000 \text{ kg} / 0.075 \text{ cm} = 13333 \text{ kg} / \text{cm}$ .

EJE K en dirección "y".

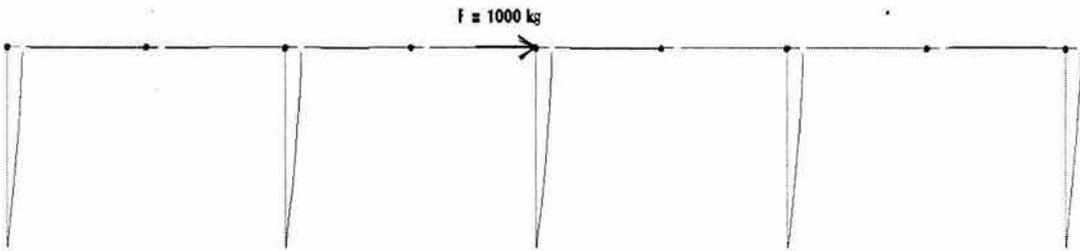


Figura 14

desplazamiento = 0.085 cm

La rigidez  $R_K = 1000 \text{ kg} / 0.085 \text{ cm} = 11765 \text{ kg} / \text{cm}$

EJE A' en dirección "y".

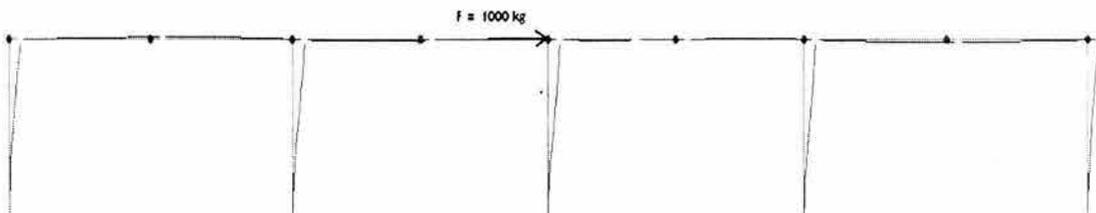


Figura 15

desplazamiento = 0.062 cm

La rigidez  $R_{A'} = 1000 \text{ kg} / 0.062 \text{ cm} = 16129 \text{ kg} / \text{cm}$

En las siguientes tablas se presentan los cálculos necesarios para determinar las fuerzas sísmicas por eje en dirección "x" y "y". Dado que se

presentan dos posibles excentricidades para cada dirección, se evaluarán las 4 posibles combinaciones de excentricidades y se analizará el modelo para las cuatro posibilidades para así determinar cual es la condición más desfavorable.

#### DETERMINACIÓN EL FACTOR $p'$

$$c = 0.24$$

$$Q = 2$$

NIVEL	$h$ (m)	CM + CVr	Area (m <sup>2</sup> )	Wi (kg)	$hWi$	F (kg)
N1	3.5	455	13357	6077608	21271628	331806
N2	7.5	2500	13357	33393450	250450875	3906661
cubrera	25.4	135	13357	<u>1803246</u>	<u>45802456</u>	<u>714450</u>
$\Sigma$				<b>41274304</b>	<b>317524959</b>	<b>4952917</b>

$$V_{bas} = 41274304 \times 0.24/2 = 4952917 \text{ kg}$$

Cálculo del factor  $p'$

$$p' = 1 + 4c'/c$$

$$c' = 3906661(\text{kg}) / 3393450 (\text{kg}) + 1803246 (\text{kg}) = 0.111$$

$$p' = 1 + 4 \times 0.111/0.24 = 2.85$$

#### ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO PARA LA NAVE

##### Rigideces de ejes

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
EJE	RIGIDEZ (Kg/m)	EJE	RIGIDEZ (Kg/m)
1	1152100	X	1470688
5	1256100	V	1333333
8	1256101	K	1176571
11	1256102	A'	1612903
15	1152100		

Centro de masa ( $X_m$ ,  $Y_m$ ) y de rigidez ( $X_t$ ,  $Y_t$ )

$$X_m (\text{m}) = 58.59 \text{ m}$$

$$Y_m (\text{m}) = 57.00 \text{ m}$$

$$X_1 (m) = 55.25 \text{ m}$$

$$Y_1 (m) = 57.00 \text{ m}$$

### Cortante basal

$$V = C_s W$$

$$C_s = c / Q = 0.12$$

$$W = W_{CM} + W_{CVr} + W_{PoPo}$$

$$W = 135 \text{ kg/m}^2 (13377 \text{ m}^2) = 1804450 \text{ kg}$$

$$V = 1804450 \text{ kg} \times 0.12 = 216534 \text{ kg}$$

$$V \times p' = 216534 \times 2.85 = 617104 \text{ kg}$$

### CASO 1

Expresión a utilizar para ambas direcciones:  $e = 1.5 e_c + 0.1b$

### Excentricidades

$$e_x = 16.4 \text{ m}$$

$$e_y = 11.7 \text{ m}$$

### DIRECCIÓN X

EJE	Vd	Rix	Yit	Rix Yit	Rix Y <sup>2</sup> it	cortante torsion	cortante total
1	117080	1152100	57	65669700	3743172900	40385	157464
5	127648	1256100	27	33914700	915696900	20857	148505
8	127648	1256101	0	0	0	0	127648
11	127649	1256102	-27	-33914754	915698358	-20857	106792
15	<u>117080</u>	<u>1152100</u>	-57	-65669700	<u>3743172900</u>	-40385	<u>76695</u>
$\Sigma$	<b>617104</b>	<b>6072503</b>			<b>5574568158</b>		<b>617104</b>

### DIRECCIÓN Y

EJE	Vd	Riy	Xit	Riy Xit	Riy X <sup>2</sup> it	cortante torsion	cortante total
X	162254	1470688	-55	-81262259	4490112564	-41739	120515
V	147100	1333333	-42	-55446103	2305703297	-28479	118621
K	129806	1176571	31	36844806	1153810315	18925	148731
A'	<u>177944</u>	<u>1612903</u>	62	99863555	<u>6183093204</u>	51294	<u>229238</u>
$\Sigma$	<b>617104</b>	<b>5593495</b>			<b>14132719381</b>		<b>617104</b>

### CASO 2

Expresión a utilizar en dirección "x":  $e = 1.5 e_c + 0.1b$

Expresión a utilizar en dirección "y":  $e = e_c - 0.1b$

**Excentricidades**

$e_x = 16.4 \text{ m}$

$e_y = -10.1 \text{ m}$

**DIRECCIÓN X**

EJE	Vd	Rix	Yit	Rix Yit	Rix Y <sup>2</sup> it	cortante torsion	cortante total
1	117080	1152100	57	65669690	3743171732	-20825	96255
5	127648	1256100	27	33914689	915696297	-10755	116894
8	127648	1256101	0	0	0	0	127648
11	127649	1256102	-27	-33914754	915698358	10755	138403
15	<u>117080</u>	<u>1152100</u>	-57	-65669700	<u>3743172900</u>	20825	<u>137904</u>
$\Sigma$	<b>617104</b>	<b>6072503</b>			<b>5574566387</b>		<b>617104</b>

**DIRECCIÓN Y**

EJE	Vd	Riy	Xit	Riy Xit	Riy X <sup>2</sup> it	cortante torsion	cortante total
X	162254	1470688	-55	-81262259	4490112564	-41739	120515
V	147100	1333333	-42	-55446103	2305703297	-28479	118621
K	129806	1176571	31	36844806	1153810315	18925	148731
A	<u>177944</u>	<u>1612903</u>	62	99863555	<u>6183093204</u>	51294	<u>229238</u>
$\Sigma$	<b>617104</b>	<b>5593495</b>			<b>14132719381</b>		<b>617104</b>

**CASO 3**

Expresión a utilizar en dirección "x":  $e = e_c - 0.1b$

Expresión a utilizar en dirección "y":  $e = 1.5 e_c + 0.1b$

**Excentricidades**

$e_x = -9.8 \text{ m}$

$e_y = 16.7 \text{ m}$

**DIRECCIÓN X**

EJE	Vd	Rix	Yit	Rix Yit	Rix Y <sup>2</sup> it	cortante torsion	cortante total
1	117080	1152100	57	65669690	3743171732	34347	151427
5	127648	1256100	27	33914689	915696297	17739	145387
8	127648	1256101	0	0	0	0	127648
11	127649	1256102	-27	-33914754	915698358	-17739	109910
15	<u>117080</u>	<u>1152100</u>	-57	-65669700	<u>3743172900</u>	-34347	<u>82732</u>
$\Sigma$	<b>617104</b>	<b>6072503</b>			<b>5574566387</b>		<b>617104</b>

## DIRECCIÓN Y

EJE	Vd	Riy	Xit	Riy Xit	Riy X <sup>2</sup> it	cortante torsion	cortante total
X	162254	1470688	-55	-81262259	4490112564	24963	187217
V	147100	1333333	-42	-55446103	2305703297	17032	164133
K	129806	1176571	31	36844806	1153810315	-11318	118487
A`	<u>177944</u>	<u>1612903</u>	62	99863555	<u>6183093204</u>	-30677	<u>147267</u>
$\Sigma$	<b>617104</b>	<b>5593495</b>			<b>14132719381</b>		<b>617104</b>

## CASO 4

Expresión a utilizar en ambas direcciones:  $e = e_c - 0.1b$

### Excentricidades

$$e_x = -9.8 \text{ m}$$

$$e_y = -8.4 \text{ m}$$

## DIRECCIÓN X

EJE	Vd	Rix	Yit	Rix Yit	Rix Y <sup>2</sup> it	cortante torsion	cortante total
1	117080	1152100	57	65669690	3743171732	-17201	99879
5	127648	1256100	27	33914689	915696297	-8883	118765
8	127648	1256101	0	0	0	0	127648
11	127649	1256102	-27	-33914754	915698358	8883	136532
15	<u>117080</u>	<u>1152100</u>	-57	-65669700	<u>3743172900</u>	17201	<u>134280</u>
$\Sigma$	<b>617104</b>	<b>6072503</b>			<b>5574566387</b>		<b>617104</b>

## DIRECCIÓN Y

EJE	Vd	Riy	Xit	Riy Xit	Riy X <sup>2</sup> it	cortante torsion	cortante total
X	162254	1470688	-55	-81262259	4490112564	24963	187217
V	147100	1333333	-42	-55446103	2305703297	17032	164133
K	129806	1176571	31	36844806	1153810315	-11318	118487
A`	<u>177944</u>	<u>1612903</u>	62	99863555	<u>6183093204</u>	-30677	<u>147267</u>
$\Sigma$	<b>617104</b>	<b>5593495</b>			<b>14132719381</b>		<b>617104</b>

### III.B.2 CARGAS POR VIENTO

Para la determinación de las cargas por viento, éste trabajo se basará en el criterio que marcan las NTC de diseño por viento del RCDF. Dichas normas hacen una clasificación de las estructuras de acuerdo a sus

características geométricas, de comportamiento, etc. La clasificación que se hace es la que se expone a continuación:

Tipo 1. Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubiertas rígidos; es decir que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en planta es mayor que 5 o cuyo periodo natural de vibración excede de 2 seg. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de preesfuerzo u otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

Tipo 2. Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se encuentran en este tipo los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor de 5, o con periodo fundamental mayor de 2 segundos.

Tipo 3. Comprende estructuras como las definidas en el tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura. Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos y de pequeño diámetro, tales como tuberías y chimeneas.

Tipo 4. Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes que no pueden incluirse en el tipo 1.

Las normas establecen también que hay que considerar efectos estáticos o dinámicos en función del tipo de estructura conforme a la clasificación anterior. Para la estructura objeto de este estudio, que cae dentro del Tipo 1, sólo se tienen que considerar los efectos estáticos del viento.

El RCDF establece una presión básica de diseño  $P_o = 35 \text{ kg / m}^2$  para estructuras clasificadas dentro del grupo A como es el caso de la estructura en estudio.

### III.B.3 GRANIZO

En regiones que presentan condiciones climáticas severas es necesario tomar en cuenta las acciones provocadas por el granizo. Los reglamentos especifican cargas excepcionales que consideran como accidentales, aunque las cargas permanezcan actuando en ocasiones por periodos prolongados de tiempo.

Así en regiones donde las acciones son muy significativas, se acostumbra incluir los efectos en las cargas vivas. El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es lo que hace, incorporarlas en las cargas vivas de techos.

**Nota:** Se consideran cargas extras cuando se tienen valles en las cubiertas. Para éste caso no tenemos valle alguno, es una pendiente a dos aguas.

### III.C. CARGAS ESPECIALES

En este trabajo podemos hablar de un tipo de carga especial, la debida al peso del muro hufcor y de la cual se darán algunos detalles a continuación:

**Corte vertical**

**Tabla de modelos de las puertas acordeón**

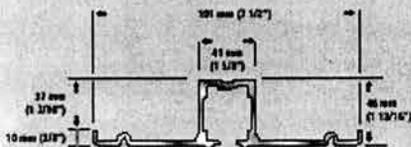
Serie	SIC (Ruedas)	Ancho**	Altura**	Rollos por m <sup>2</sup>	Peso por m <sup>2</sup>	Aislamiento*
1500	15	1200 mm (48"-4")	530 mm 17'-0"	6.4	1.3	100 mm 4" por R. - 51 mm (2")
2000	20	1200 mm (48"-4")	530 mm 17'-0"	8.8	1.4	126 mm 5" por R. - 51 mm (2")
3100	31	1200 mm (48"-4")	530 mm 17'-0"	8.3	1.8	150 mm 6" por R. - 20 mm (3/4")
3600	36	1200 mm (48"-4")	530 mm 17'-0"	14.2	3.0	150 mm 6" por R. - 20 mm (3/4")
3800	38	1200 mm (48"-4")	530 mm 17'-0"	12.6	3.8	150 mm 6" por R. - 20 mm (3/4")
3800	38	1200 mm (48"-4")	530 mm 17'-0"	16.7	3.7	150 mm 6" por R. - 20 mm (3/4")
4000	40	1200 mm (48"-4")	530 mm 17'-0"	18.6	4.0	150 mm 6" por R. - 20 mm (3/4")
4100	41	1200 mm (48"-4")	530 mm 17'-0"	21.0	4.5	150 mm 6" por R. - 20 mm (3/4")
4100	41	1200 mm (48"-4")	530 mm 17'-0"	22.8	6.9	150 mm 6" por R. - 20 mm (3/4")

\* Contra el viento la mariposa ofrece un coeficiente de reducción de nivel de ruido de 0.55.  
 \*\* Ancho de 20% al espacio de apertura.  
 \*\* Pa a 4 metros de altura, consulte su representante local o el fabricante.

#### SISTEMAS DE RIELES

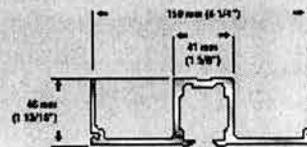
Los rieles y las correderas de las puertas acordeón Corflex le aseguran años de utilización silenciosa y uniforme. Cada modelo está provisto de una corredera con 4 ruedas de tandem fijada al poste principal y de correderas intermedias de 2 ruedas espaciadas a intervalos de 457 mm a 533 mm (18" a 21") de centro a centro sobre todo lo ancho de la apertura, y esto, para distribuir mejor el peso y facilitar las operaciones de extensión y apilamiento.

**Riel n° 16** fabricado con aluminio extruido de alta resistencia con protector de techo integrado.  
 Disponible para todos los modelos.



**Riel n° 18** fabricado con aluminio extruido de alta resistencia con protector de techo integrado.

Fijación directa al techo terminado. No necesita de molduras de acabado. Disponibles para todos los modelos.



#### IV. ELABORACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO PARA SU ANÁLISIS

##### IV.A. MÉTODO DE ANÁLISIS

El método de análisis que utiliza el programa SAP2000 es el método matricial de las rigideces, del cual se hará una descripción mas adelante.

Los métodos basados en la representación matricial suelen presentar ventajas en el análisis estructural y en el diseño de estructuras complejas. Una razón es que las matrices proporcionan un medio compacto para representar y manipular grandes cantidades de números. Otra razón es que las computadoras pueden efectuar operaciones matriciales automáticamente y con gran rapidez.

En la aplicación de matrices al análisis estructural, las cargas y los desplazamientos se consideran aplicados en la intersección de los miembros (nudos o nodos). Las cargas pueden resolverse en momentos, pares de torsión y en componentes horizontales y verticales. Éstas pueden agruparse para cada nodo en un vector y luego todos los vectores nodales pueden combinarse en un vector fuerza  $P$  para toda la estructura.

$$P = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix}$$

De manera similar los desplazamientos correspondientes a esas fuerzas pueden resolverse en rotaciones, giros de torsión y componentes horizontales y verticales y luego agruparse para toda la estructura en un vector  $D$ .

$$D = \begin{bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ \vdots \\ D_n \end{bmatrix}$$

Si la estructura satisface los requisitos para la aplicación del principio de superposición y las fuerzas y los desplazamientos se arreglan en la secuencia apropiada, los vectores de fuerzas y desplazamientos quedan relacionados por:

$$P = KD$$

y

$$D = FP$$

donde:  $K$  = Matriz de rigidez de toda la estructura.  
 $P$  = Vector de fuerzas  
 $D$  = Vector de desplazamientos  
 $F$  = Matriz de flexibilidad de toda la estructura =  $K^{-1}$

## Matrices de rigidez y flexibilidad.

La matriz de rigidez  $K$  transforma los desplazamientos en cargas. La matriz de flexibilidad  $F$  transforma las cargas en desplazamientos. Los elementos de  $K$  y  $F$  son funciones de las propiedades del material, por ejemplo, el módulo de elasticidad; de la geometría de la estructura y de las propiedades seccionales de los miembros, como el momento de inercia y el área.  $K$  y  $F$  son matrices cuadradas, es decir, el número de filas en cada una es igual al número de columnas. Además, ambas matrices son simétricas, es decir, en cada matriz las columnas y las filas pueden intercambiarse sin que la matriz cambie. Así entonces,  $K_{ij} = K_{ji}$  y  $F_{ij} = F_{ji}$ , donde  $i$  indica la fila en que un elemento está situado y  $j$  indica la columna.

La relación entre fuerzas independientes y desplazamientos en los nodos de elementos finitos de una estructura, está determinada por matrices  $f$  de flexibilidad o matrices  $k$  de rigidez de los elementos. En algunos casos, las componentes de esas matrices pueden desarrollarse a partir de las ecuaciones que las definen.

La  $j$ -ésima columna de una matriz de flexibilidad contiene todos los desplazamientos nodales del elemento cuando una fuerza  $S_j$  se iguala a la unidad y todas las otras fuerzas independientes se igualan a cero.

La  $j$ -ésima columna de una matriz de rigidez de un elemento consiste en las fuerzas que actúan en los nodos del elemento para producir un desplazamiento unitario del nodo en el que ocurre el desplazamiento  $d_j$  y en la dirección de  $d_j$  pero ningún otro desplazamiento nodal del elemento.

Considerando un miembro de un marco, en cada extremo de dicho elemento hay tres reacciones, que consisten en fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes. De la misma manera en cada extremo se presentara una deformación en forma de desplazamientos o rotaciones.

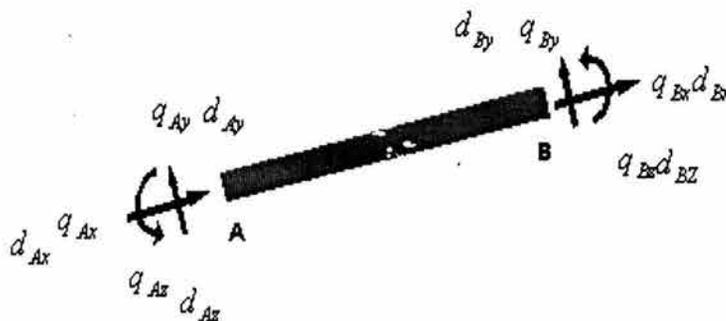
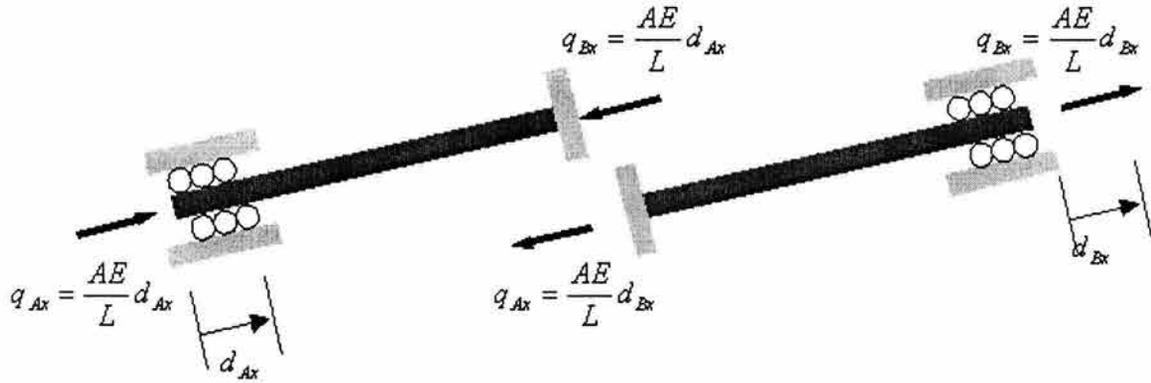


Figura 16

## Desplazamientos en x

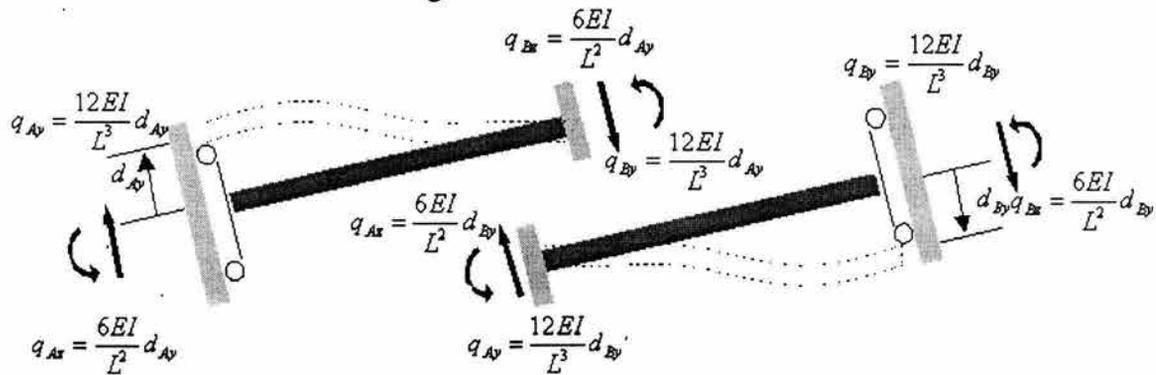
Si el miembro sufre un desplazamiento  $d_{Ax}$ , o un desplazamiento  $d_{Bx}$ , se generan las fuerzas axiales en los extremos del miembro mostrado en la figura 17.



**Figura 17**

## Desplazamientos y

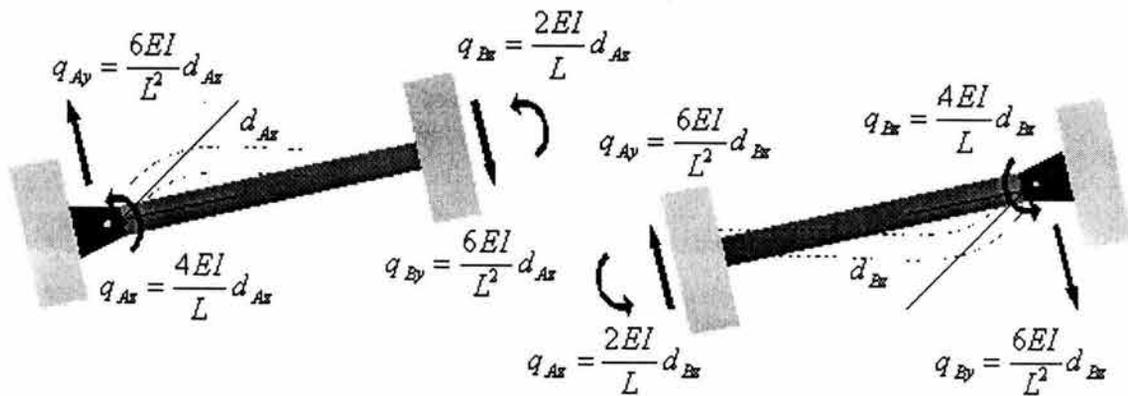
Las fuerzas cortantes y momentos flexionantes resultantes que se generan cuando se impone un desplazamiento positivo  $d_{Ay}$  mientras todos los otros posibles desplazamientos están impedidos, se muestran en la figura 18. Igualmente cuando se impone  $d_{By}$ , las fuerzas cortantes y momentos requeridos son los mostrados en la figura.



**Figura 18**

## Rotaciones Z

Si se impone una rotación positiva  $d_{Az}$ , mientras que todos los otros posibles desplazamientos están impedidos, las fuerzas cortantes y momentos flexionantes requeridos para esta deformación son como se muestra en la figura 19. Igualmente, cuando se impone  $d_{Bz}$ , las cargas resultantes son como se muestra en a figura.



**Figura 19**

Por superposición, se suman los resultados anteriores en las figuras, las seis relaciones carga-desplazamiento para el miembro pueden expresarse en forma matricial como:

$$\begin{matrix}
 & A_x & A_y & A_z & B_x & B_y & B_z \\
 \begin{bmatrix} q_{Ax} \\ q_{Ay} \\ q_{Az} \\ q_{Bx} \\ q_{By} \\ q_{Bz} \end{bmatrix} & = & \begin{bmatrix} \frac{AE}{l} & 0 & 0 & -\frac{AE}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{AE}{l} & 0 & 0 & \frac{AE}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} d_{Ax} \\ d_{Ay} \\ d_{Az} \\ d_{Bx} \\ d_{By} \\ d_{Bz} \end{bmatrix}
 \end{matrix}$$

Estas ecuaciones pueden también escribirse en forma abreviada como:

$$q = kd$$

Siendo la matriz simétrica  $k$  la matriz de rigidez del miembro. Los 36 coeficientes de influencia  $k_{ij}$  que contiene, toman en cuenta las fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes por desplazamiento del miembro. Físicamente, estos coeficientes representan la carga sobre el miembro cuando éste sufre un desplazamiento unitario específico.

Un método de las rigideces requiere primero la identificación del número de grados de libertad desconocidos de la estructura. Estos desplazamientos se determinan entonces a partir de ecuaciones de equilibrio. Después de calcular los desplazamientos, las fuerzas desconocidas externas e internas en la estructura se determinan a partir de las relaciones de compatibilidad y de carga-desplazamiento.

Algunas de las ventajas del método es que puede usarse para analizar estructuras tanto determinadas como indeterminadas, además, el método de los desplazamientos da los desplazamientos y las fuerzas directamente.

La aplicación del método de la rigidez requiere subdividir la estructura en una serie de elementos finitos e identificar sus puntos extremos como nodos. Para el análisis de armaduras, los elementos finitos se representan por cada uno de los miembros que forman la armadura y los nodos representan los nudos. Se determinan las propiedades de fuerza-desplazamiento de cada elemento y luego se relacionan entre sí mediante las ecuaciones de equilibrio planteadas en los nodos. Esas relaciones, para todos los miembros de la estructura, se agrupan luego en lo que se llama matriz  $K$  de rigidez de la estructura. De esta manera  $K$  tendrá un orden que será igual al número de código mayor asignado a la estructura ya que representa el número total de grados de libertad en la estructura. Cuando varios miembros se conectan a un nodo, ellos tendrán la misma posición en la matriz  $K$  y por lo tanto esos coeficientes de influencia de rigidez de miembro deben sumarse algebraicamente entre sí para determinar el coeficiente de influencia de rigidez nodal para la estructura. Esto es necesario ya que cada coeficiente representa la resistencia nodal de la estructura en una dirección particular ( $x$ ,  $y$  o  $z$ ) cuando ocurre un desplazamiento ( $x$ ,  $y$  o  $z$ ) en el mismo u otro nodo, por ejemplo,  $K_{26}$  representa la carga en la dirección  $y$  en la posición del número de código "2" cuando ocurre un desplazamiento unitario en la dirección  $x$  en la posición del número de código "6". Una vez establecido esto, los desplazamientos desconocidos de los nodos pueden determinarse para cualquier carga dada en la estructura. Cuando se conocen esos desplazamientos, las fuerzas externas e internas en la estructura pueden calcularse mediante las relaciones fuerza-desplazamiento para cada miembro.

#### IV.B. BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA DE ANÁLISIS

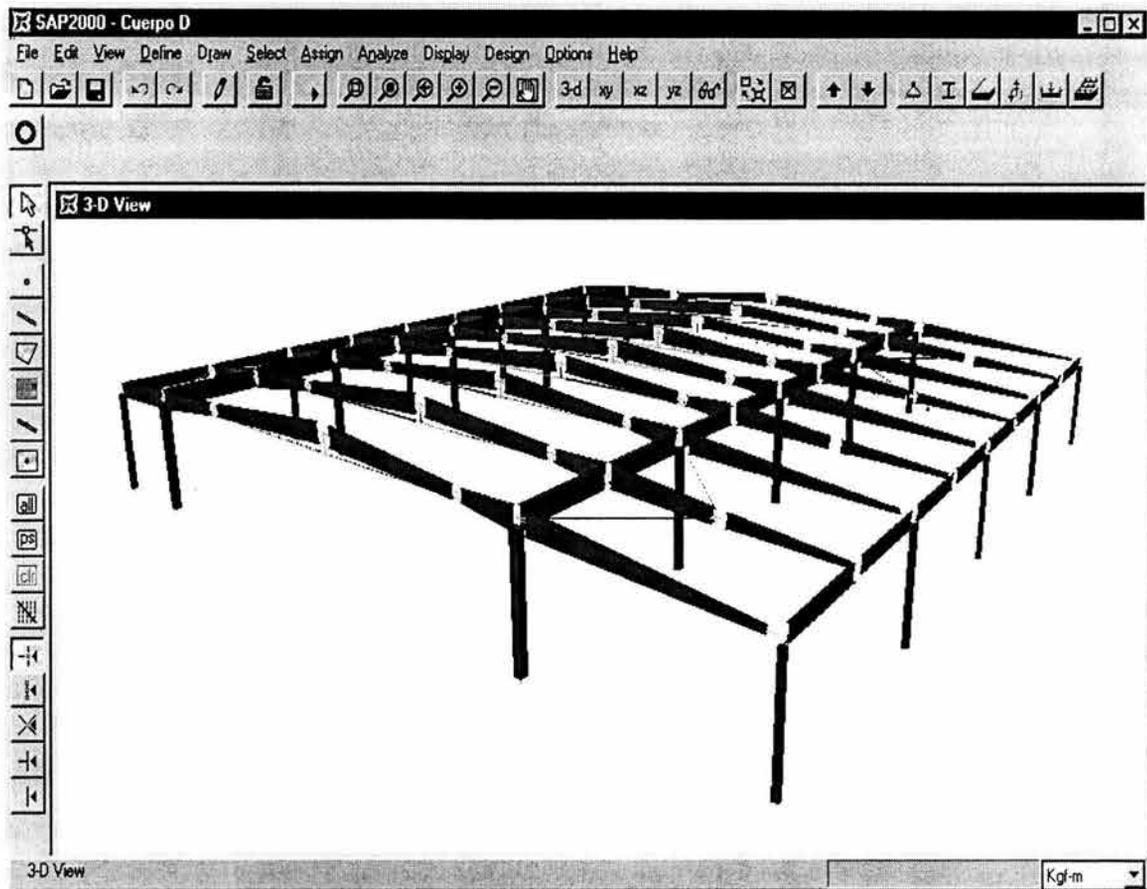


Figura 20

Como se mencionó desde un principio, el programa de análisis que se utilizará es el SAP2000. Posee una potente interfaz gráfica en ambiente Windows, lo cual facilita enormemente la manipulación del mismo tanto para la realización de modelos como para el análisis y diseño de éstos.

Es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método matricial de las rigideces y permite modelar estructuras en forma tridimensional y así tomar en cuenta la contribución de todos los elementos estructurales en conjunto. Todo lo anterior sirve para tener una idea más cercana a la realidad del comportamiento de la estructura.

Puede hacer análisis estáticos y dinámicos de cualquier edificio y generar animaciones del movimiento que tendría la estructura bajo la acción de las cargas o combinaciones de cargas que se desee.

La interfaz gráfica aparece a continuación en la figura 17 y posteriormente se describen los componentes de ésta:

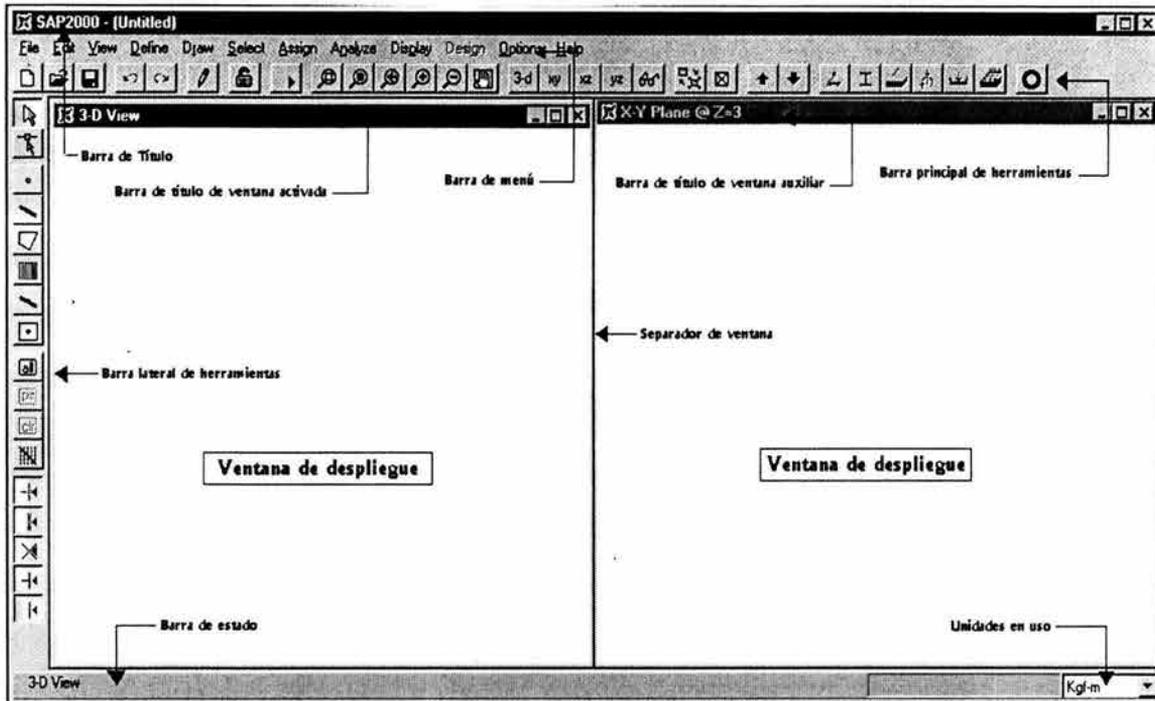


Figura 21

### *VENTANA PRINCIPAL.*

Es la que contiene todo lo que se muestra en la figura anterior (figura 21) y se puede mover, cambiar de tamaño, maximizar y minimizar. En el perímetro de la ventana principal se encuentran varias barras como son las siguientes:

#### *Barra de título*

La barra de título se encuentra en la parte superior izquierda e indica el nombre del programa y el nombre del archivo.

#### *Barra de menú*

Los comandos en la barra de menú conforman todas las operaciones que se pueden realizar en el SAP2000.

#### *Barra principal de herramientas*

Proporciona rápido acceso a algunas de las operaciones mas utilizadas, especialmente operaciones de archivo, edición y asignación. Todas las operaciones de la barra principal de herramientas pueden ser accesadas también desde la barra de menú.

### *Barra lateral de herramientas*

La barra lateral de herramientas es para dar fácil acceso a operaciones comunes que tienen que ver con la geometría del modelo. Estas operaciones incluyen dibujo, selección, etc.

Todas las operaciones y opciones disponibles en la barra lateral de herramientas se pueden activar desde la barra de menú.

### *Ventanas de despliegue*

Las ventanas de despliegue muestran la geometría del modelo, propiedades, cargas e incluso resultados del análisis y el diseño. Se puede tener de una a cuatro ventanas de despliegue abiertas al mismo tiempo, pero solo una de ellas puede estar “activa”. Las operaciones de vista y despliegue solo afectan a la ventana de despliegue que está activa. Se puede activar cualquier ventana de despliegue haciendo clic en la barra de título.

### *Barra de estado*

Muestra información actualizada del estado actual del programa.

## *OPERACIONES BÁSICAS*

El programa responde de manera diferente a las acciones del ratón en las ventanas de despliegue dependiendo del tipo de operación que se realice.

### Operaciones “Archivo”

Este tipo de operaciones se utilizan para empezar un nuevo modelo, para insertar un modelo existente y modificarlo, para guardar las modificaciones del modelo en el que se está trabajando, etc.

Las operaciones “archivo” son seleccionadas desde la barra de menú y sus correspondientes botones de la barra principal de herramientas.

Los nuevos modelos pueden ser creados desde cero o tomados de los predefinidos que trae el SAP2000.

Los modelos pueden ser guardados en formato de archivo de base de datos de SAP2000 (extensión .SDB) o la geometría puede ser guardada en archivo con extensión .DXF para utilizarse en AutoCAD y otros programas que aceptan ese tipo de archivos.

### Operaciones “Definir”

Es usado para crear y dar nombre a cuestiones que no son parte de la geometría del modelo tales como:

- Propiedades de materiales

- Secciones de vigas, columnas y cualquier otro elemento estructural
- Casos de cargas estáticas
- Patrones de temperatura y cargas de presión
- Grupos de objetos
- Funciones de espectros de respuesta
- Combinaciones de carga

### Operaciones “Dibujar”

Se utiliza principalmente para agregar nuevos elementos al modelo o para modificar algún elemento ya existente.

Para poder dibujar se tiene que poner el programa en el modo de dibujo activando alguno de los seis iconos de dibujo de la barra lateral de herramientas.

### Operaciones “Seleccionar”

La operación “seleccionar” sirve para identificar aquellos elementos a los cuales se les aplicará la siguiente operación elegida.

Algunos tipos de selección que están disponibles son:

- Seleccionar objetos individuales
- Seleccionar todo lo que quede dentro de una ventana
- Seleccionar objetos intersectados por una línea
- Seleccionar objetos que tienen una misma propiedad en particular
- Seleccionar objetos que pertenecen al mismo grupo

### Operaciones “Editar”

Editar es utilizado para hacer cambios al modelo tales como:

- Cortar y copiar la geometría de objetos seleccionados.
- Pegar la geometría ya sea de otro modelo de SAP2000 o de algún otro programa.
- Borrar elementos
- Mover elementos y nudos
- Hacer réplicas de elementos en arreglos lineales o radiales
- Dividir elementos en un número mayor de éstos

### Operaciones “Asignar”

Se utiliza cuando se requiere asignar propiedades o cargas a un elemento o conjunto de elementos, algunos ejemplos de asignación son los siguientes:

- Asignar propiedades de secciones, grados de libertad, restricciones, empujes y cargas a elementos.

- Asignar elementos a grupos ya definidos
- Asignar valores de gradientes de temperatura y presión.

Una vez que está totalmente creado el modelo estructural utilizando las operaciones anteriormente mencionadas es posible analizarlo para determinar los desplazamientos, esfuerzos y reacciones resultantes.

Cuando se inicia el análisis del modelo el programa guarda el modelo como un archivo de base de datos de SAP2000, después lo verifica y lo analiza. Durante la fase de análisis y verificación del modelo aparecen mensajes de avance en la pantalla.

Mientras se esté llevando a cabo el análisis del modelo, no se pueden realizar otras operaciones.

Los resultados del análisis se pueden desplegar de forma gráfica seleccionando cada elemento o grupo de elementos para ver desplazamientos, momentos flexionantes, fuerzas axiales, fuerzas cortantes, reacciones, esfuerzos, etc. Los resultados se pueden ver también en forma de tablas en archivos de texto.

El diseño consiste en revisar el nivel de esfuerzos de los elementos de concreto o de acero y compararlo con los requerimientos del código de diseño seleccionado.

#### IV.C. DATOS DE ENTRADA PARA EL PROGRAMA

Los datos de entrada necesarios para el análisis de la estructura en el programa SAP2000 son los siguientes y se desarrollarán en el orden en que se presentan:

- 1.- Geometría del Modelo
- 2.- Definición de las propiedades de los materiales a utilizar
- 3.- Definición de las secciones de los elementos
- 4.- Asignación de los tipos de apoyos
- 5.- Asignación de articulaciones en los elementos que las requieran
- 6.- Asignación de secciones a los elementos
- 7.- Definición de los casos de carga
- 8.- Asignación de cargas a los elementos
- 9.- Definición de combinaciones de carga

#### *GEOMETRÍA DEL MODELO*

Lo que se hará inicialmente es definir la geometría del modelo, para lo cual se necesitarán los datos que se dieron al principio de éste trabajo, los cuales no se volverán a mencionar ahora. A partir de éstos datos se obtienen las coordenadas de los nudos. Se comenzará dibujando los marcos paralelos al

eje "x" de los cuales existen 2 tipos, los principales y los secundarios. Para tener un orden adecuado se manejará la siguiente nomenclatura:

Marco principal paralelo al eje "x" - Marco A  
 Marco secundario paralelo al eje "x" - Marco B

Por lo tanto comenzaremos definiendo las coordenadas de los nudos del marco A para lo cual nos auxiliaremos de la figura 22 que se muestra a continuación:

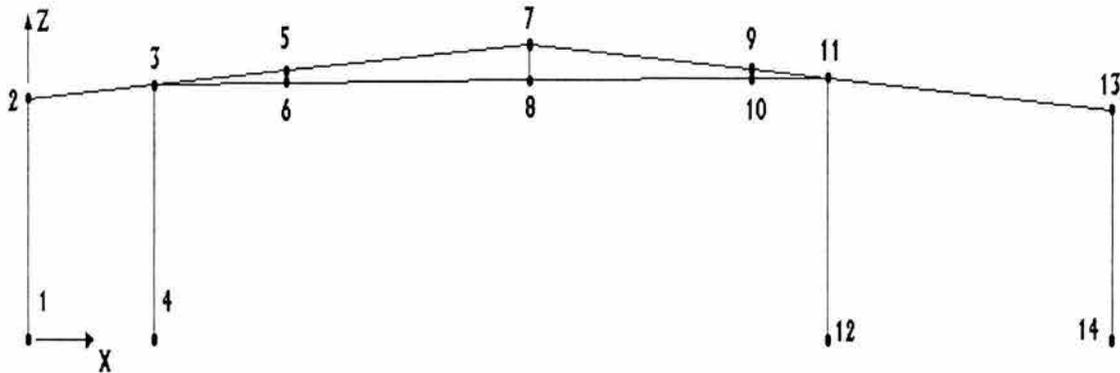


Figura 22

NUDO	X (m)	Z (m)
1	0.000	0.000
2	0.000	14.605
3	13.670	15.430
4	13.670	0.000
5	27.970	16.300
6	27.970	15.603
7	54.320	17.900
8	54.320	15.777
9	78.270	16.450
10	78.270	15.863
11	86.570	15.950
12	86.570	0.000
13	117.170	14.080
14	117.170	0.000

**Nota:** Todas las coordenadas son al eje centroidal de los elementos

En la siguiente figura 23 aparece un Marco B para identificar los nudos y a continuación sus coordenadas:

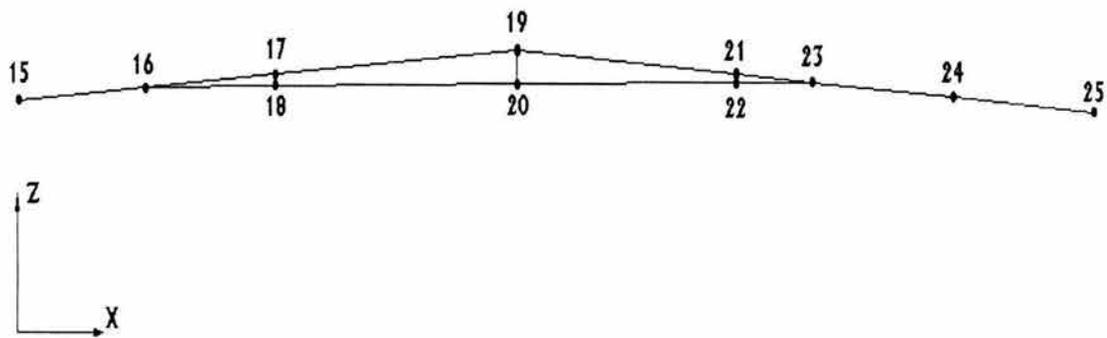


Figura 23

NUDO	X (m)	Z (m)
15	0.000	14.605
16	13.670	15.430
17	27.970	16.300
18	27.970	15.603
19	54.320	17.900
20	54.320	15.777
21	78.270	16.450
22	78.270	15.863
23	86.570	15.950
24	101.870	15.015
25	117.170	14.080

**Nota:** el programa SAP2000 asigna una numeración propia a los nudos en la estructura, por lo tanto la numeración que aquí se presenta es solamente para llevar un orden.

Una vez listas las coordenadas de los nudos, se dibujarán estos en el SAP2000 y posteriormente se unirán por medio de líneas, formando así los elementos trabes, columnas y tensores. El marco A se dibujará en  $Y = 0$ ,  $Y = 30$ ,  $Y = 57$ ,  $Y = 84$  y  $Y = 114$ , que son las ordenadas para las cuales hay marcos principales, como se muestra en la figura 24 y figura 25.

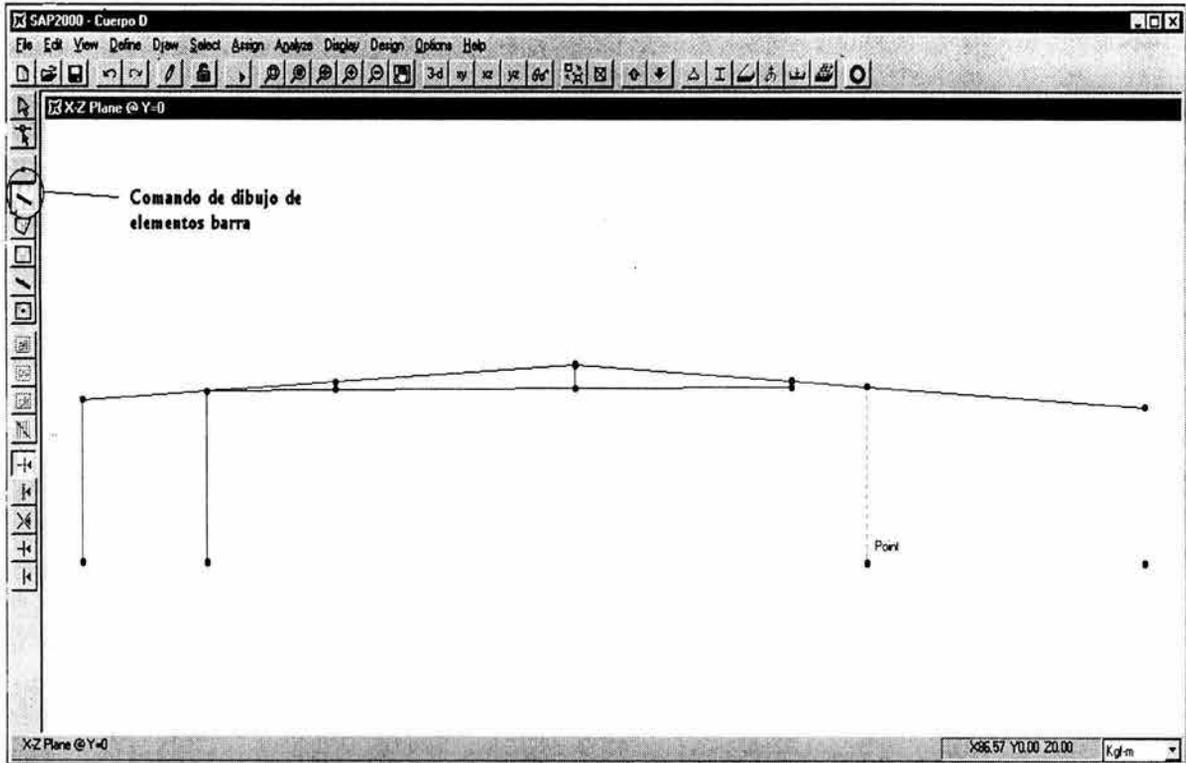


Figura 24

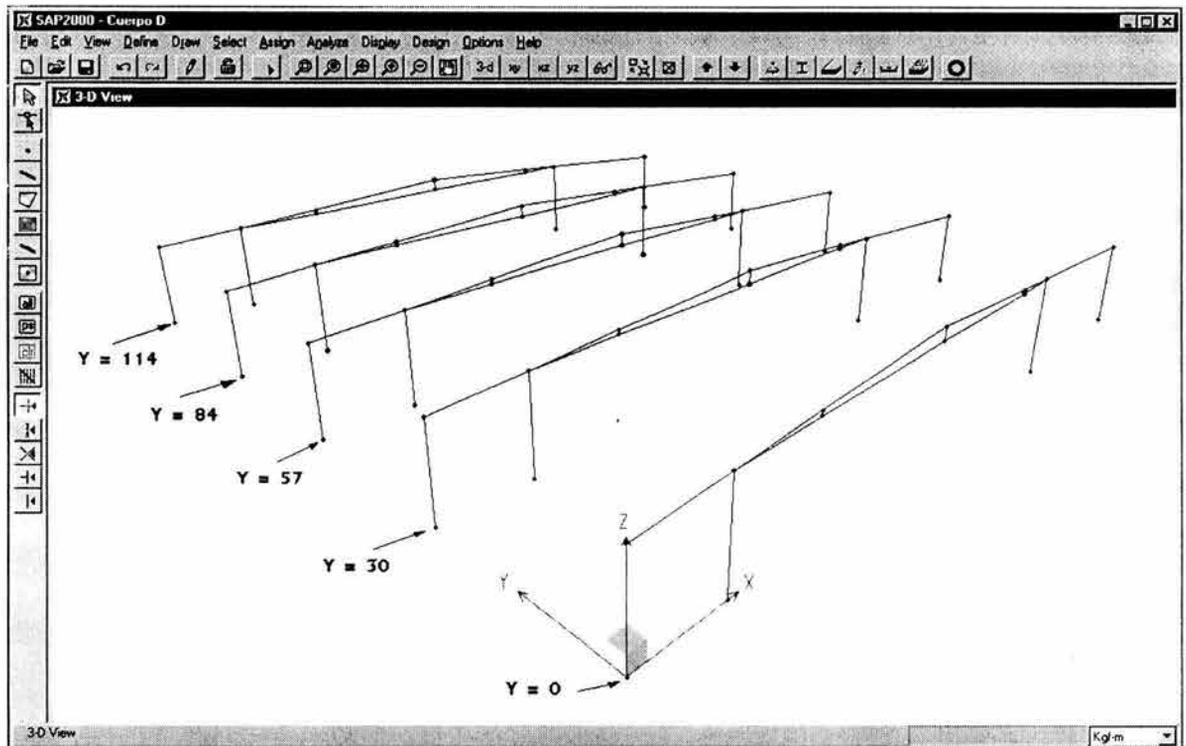


Figura 25

El marco B corresponde a las ordenadas  $Y = 15$ ,  $Y = 43.5$ ,  $Y = 70.5$  y  $Y = 99$ . De forma similar a como se hizo en los marcos principales se muestra el proceso en las figuras 26 y 27.

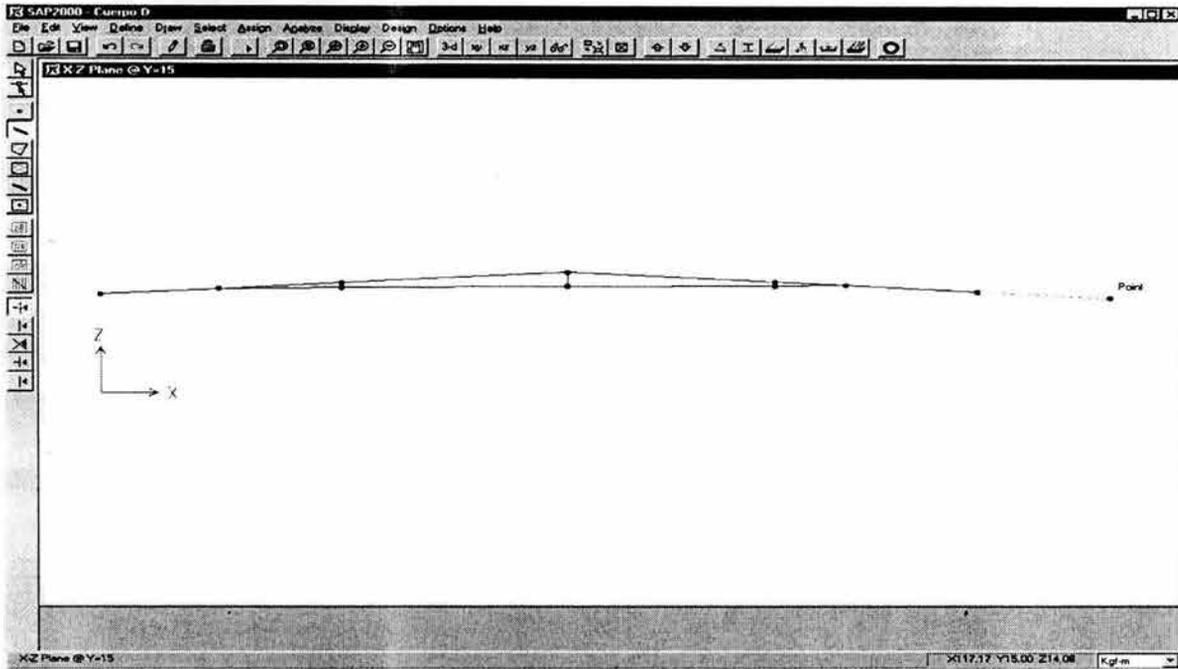


Figura 26

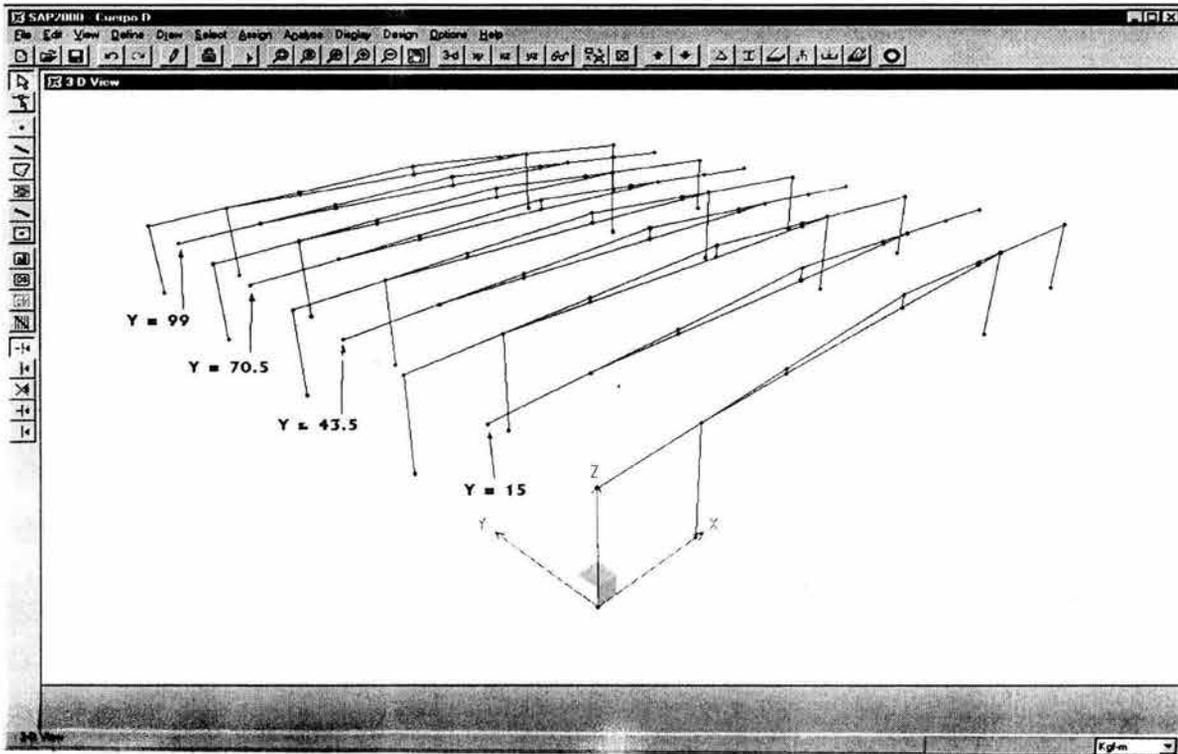


Figura 27

Hasta ahora está lista la geometría de los marcos paralelos al eje "X" como se puede observar en la figura 27, el siguiente paso será unir los marcos A con los marcos B para así formar los marcos paralelos a la dirección "Y" tal y como se muestra en la figura 28.

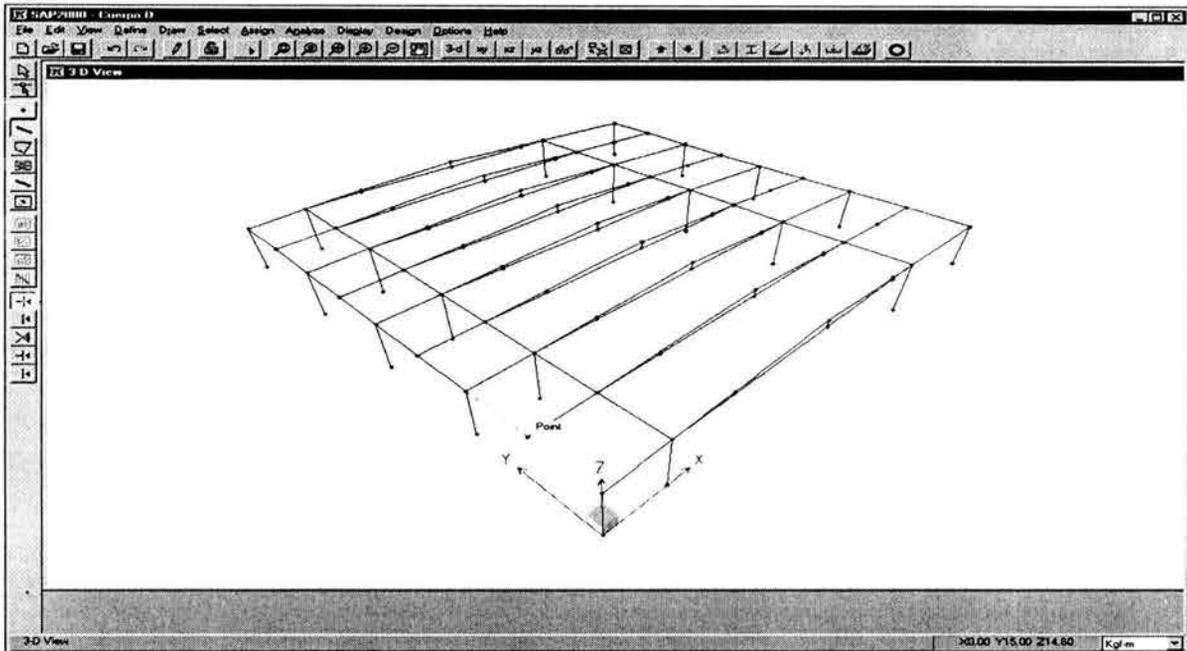


Figura 28

Los únicos elementos que faltarían por definir para tener la geometría totalmente terminada serían los contraventeos cuya ubicación se muestra en la siguiente figura 29.

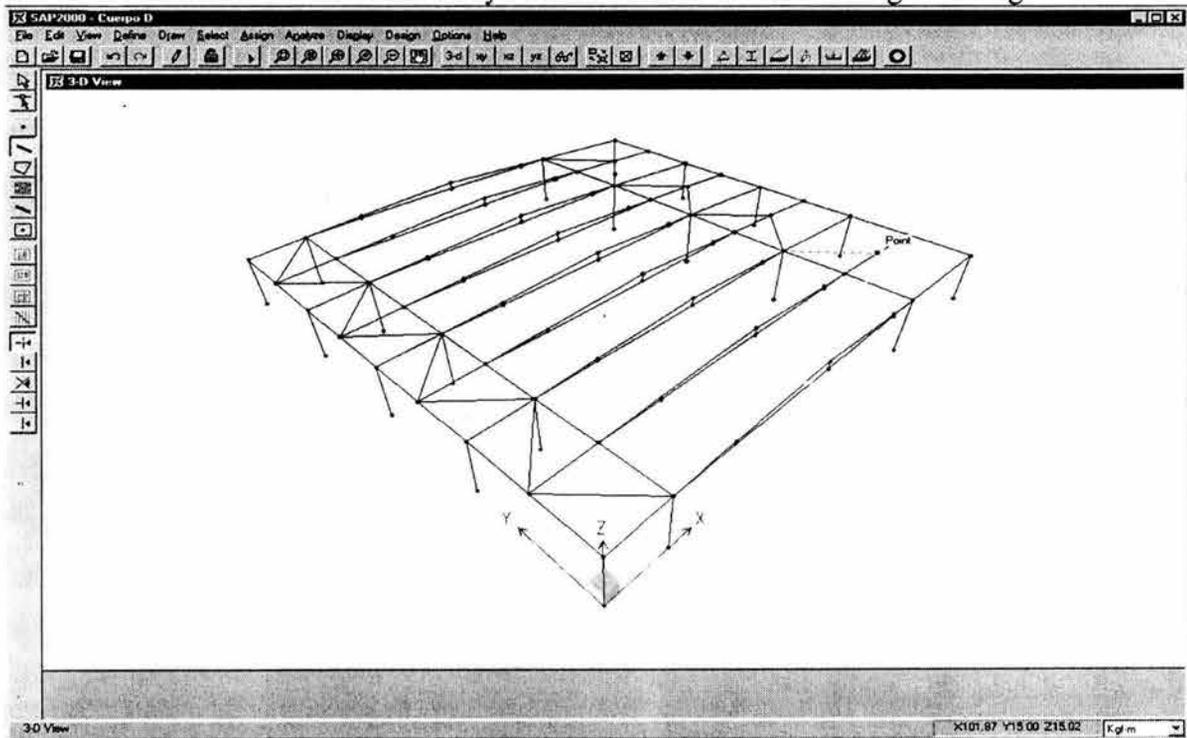


Figura 29

### DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES A UTILIZAR

Se utilizarán en el análisis el acero A-36 y el acero A-572 Gr. 50, y las propiedades que se necesitan dar para el programa son las siguientes:

<i>Propiedad</i>	<i>A-36</i>	<i>A-572 Gr. 50</i>
Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	798	798
Peso volumétrico (kgf/m <sup>3</sup> )	7833	7833
Modulo de elasticidad (kg/m <sup>2</sup> )	20390000000	20390000000
Relación de Poisson	0.3	0.3
Coefficiente de expansión térmica (1/°C)	0.000017	0.000017
Esfuerzo de fluencia (kg/m <sup>2</sup> )	25300000	35150000

En la figura que se presenta a continuación se muestra el proceso de introducción de datos al programa:

**Material Property Data**

**Material Name** A36

**Type of Material**  
 Isotropic    Orthotropic    Anisotropic

**Type of Design**  
 Design: Steel

**Analysis Property Data**

Mass per unit Volume	798
Weight per unit Volume	7833
Modulus of Elasticity	2.039E+10
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Moduli	7.842E+09

**Design Property Data**

Steel yield stress, fy	25300000
------------------------	----------

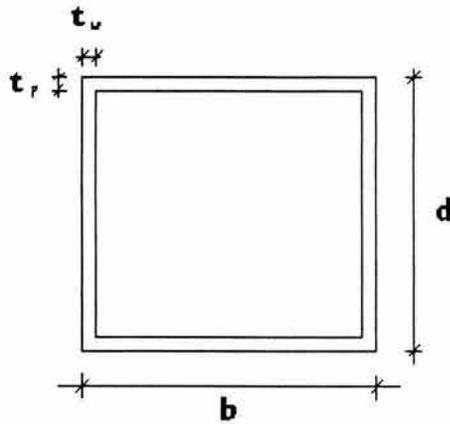
Labels and arrows in the image:  
 - Densidad → 798  
 - Peso volumétrico → 7833  
 - Modulo de elasticidad → 2.039E+10  
 - Relación de Poisson → 0.3  
 - Coeficiente de expansión térmica → 1.170E-05  
 - Esfuerzo de fluencia → 25300000

Buttons: OK, Cancel

**Figura 30**

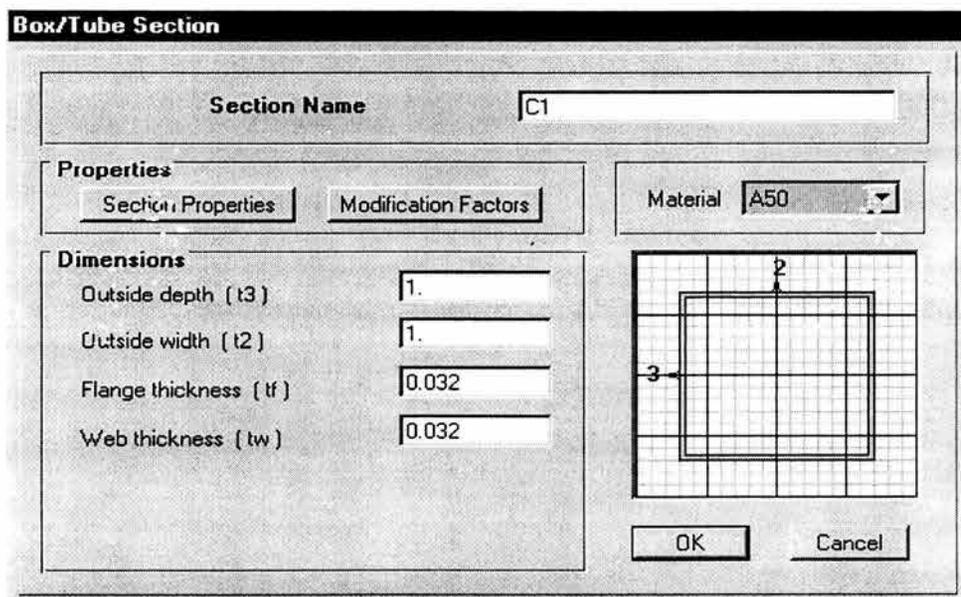
## DEFINICIÓN DE LAS SECCIONES DE LOS ELEMENTOS

### Secciones de columnas



Nombre	$d$ (m)	$b$ (m)	$t_w$ (m)	$t_f$ (m)	Material
C1	1	1	0.032	0.032	A-572 Gr. 50
C2	0.75	0.75	0.025	0.025	A-572 Gr. 50

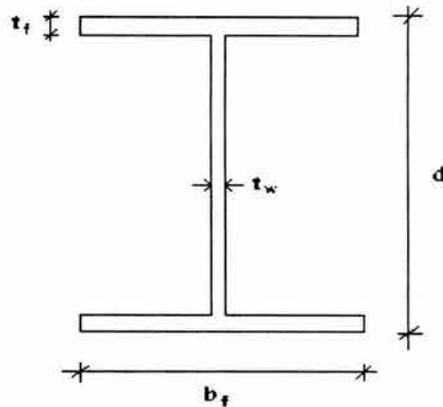
En la siguiente figura (31) se puede observar la ventana donde se define la geometría de la sección.



**Figura 31**

## Secciones de traves

Traves de sección constante (en los marcos paralelos a la dirección “y”)



Nombre	$d$ (m)	$b_f$ (m)	$t_w$ (m)	$t_f$ (m)	Material
T1	1.54	0.4	0.016	0.025	A-572 Gr. 50
T2	2.4	0.6	0.016	0.032	A-572 Gr. 50
T2A	2.2	0.6	0.02	0.032	A-572 Gr. 50

El proceso de definición de traves de sección constante se presenta a continuación en la figura 32.

**I/Wide Flange Section**

Section Name: T1

Material: A50

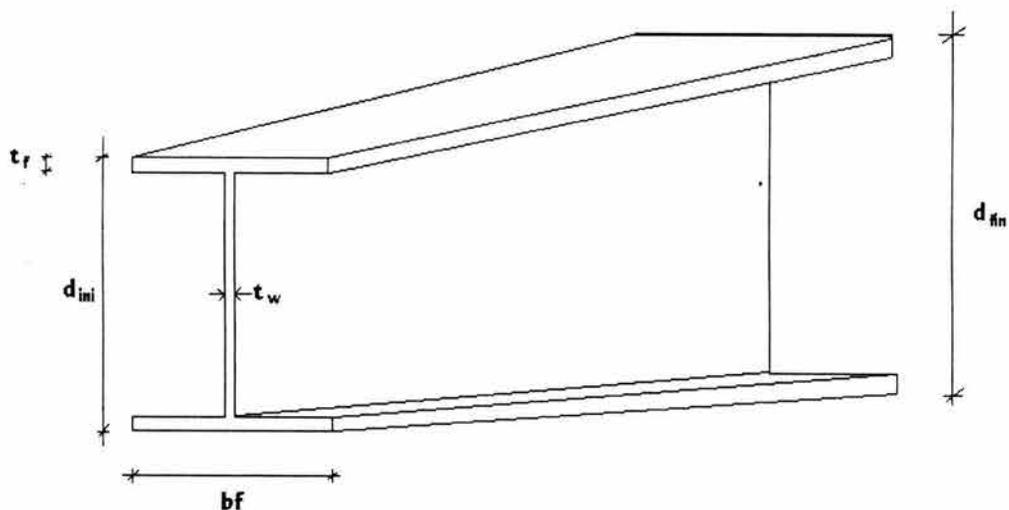
**Dimensions**

- Outside height (t3): 1.54
- Top flange width (t2): 0.4
- Top flange thickness (tf): 0.0254
- Web thickness (tw): 0.016
- Bottom flange width (t2b): 0.4
- Bottom flange thickness (tfb): 0.0254

OK Cancel

**Figura 32**

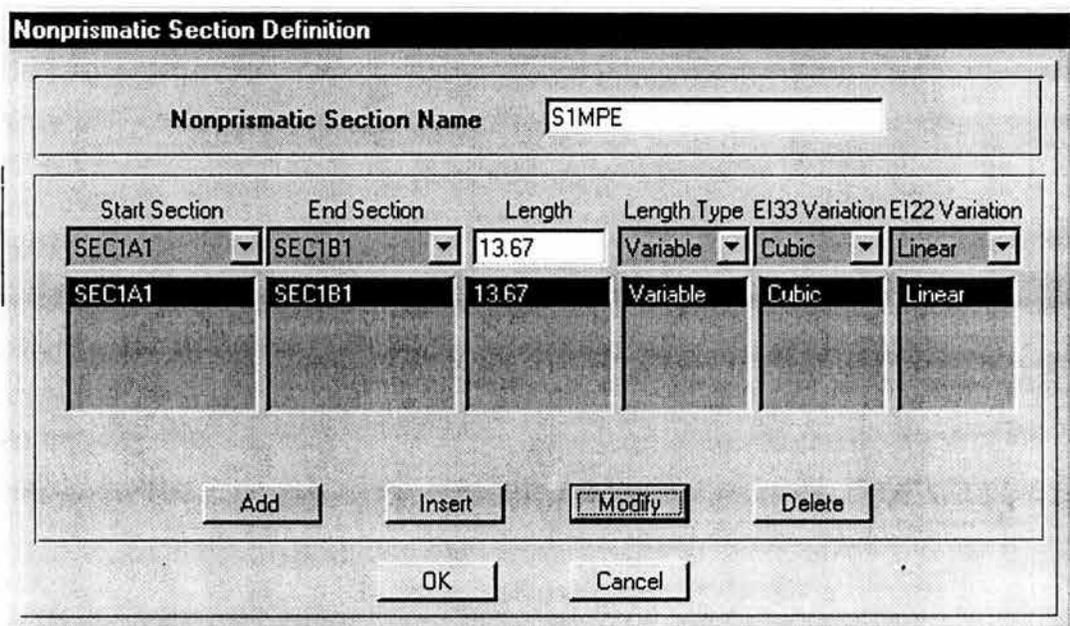
Trabes de sección variable. (En los marcos paralelos a la dirección "x")



<i>Nombre</i>	$d_{ini}(m)$	$d_{fin}(m)$	$b_f(m)$	$t_w(m)$	$t_f(m)$	<i>Material</i>
S1MPE	1.54	2.4	0.4	0.016	0.032	A-572 Gr. 50
S2MPE	2.4	1.3	0.4	0.016	0.032	A-572 Gr. 50
S3MPE	1.3	2.2	0.4	0.016	0.019	A-572 Gr. 50
S4MPE	2.2	1.3	0.4	0.016	0.019	A-572 Gr. 50
S5MPE	1.3	2.4	0.4	0.016	0.032	A-572 Gr. 50
S6MPE	2.4	0.53	0.4	0.016	0.025	A-572 Gr. 50
S1MST	1.54	2.4	0.6	0.016	0.032	A-572 Gr. 50
S2MST	2.4	1.3	0.6	0.016	0.032	A-572 Gr. 50
S3MST	1.3	2.2	0.6	0.016	0.025	A-572 Gr. 50
S4MST	2.2	1.3	0.6	0.016	0.025	A-572 Gr. 50
S5MST	1.3	2.4	0.6	0.016	0.025	A-572 Gr. 50
S6MST	2.4	1.46	0.6	0.016	0.025	A-572 Gr. 50
S7MST	1.46	0.53	0.6	0.016	0.025	A-572 Gr. 50
S1MPT	1.54	2.4	0.6	0.016	0.051	A-572 Gr. 50
S2MPT	2.4	1.3	0.6	0.016	0.051	A-572 Gr. 50
S3MPT	1.3	2.2	0.6	0.016	0.025	A-572 Gr. 50

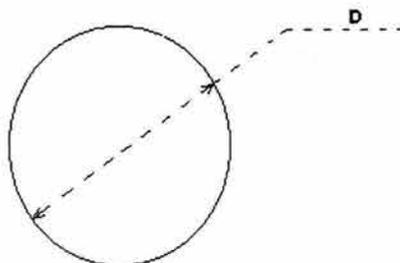
S4MPT	2.2	1.3	0.6	0.016	0.025	A-572 Gr. 50
S5MPT	1.3	2.4	0.6	0.016	0.038	A-572 Gr. 50
S6MPT	2.4	0.53	0.6	0.016	0.032	A-572 Gr. 50

Este tipo de secciones de peralte variable se nombran en el SAP2000 secciones no prismáticas y se tienen que definir primero las propiedades de la sección inicial y posteriormente las propiedades de la sección final. Una vez que están definidas ambas secciones como normalmente se hace, se define una nueva sección no prismática en donde se ligan ambas secciones para formar la nueva.



**Figura 33**

Secciones de tensores.



Nombre	D (m)	Material
TEN1	0.051	A-36
TEN2	0.072	A-36
TEN3	0.102	A-36

### ASIGNACIÓN DE LOS TIPOS DE APOYO

El siguiente paso a realizar es el de asignar los tipos de apoyo que tendrán las columnas. En este caso solamente existen columnas empotradas, refiriéndose a éstas las restringidas al desplazamiento en las tres direcciones y al giro alrededor de las tres direcciones también. En la figura 34 se muestran sólo las columnas y se indica el tipo de apoyo que tiene cada una.

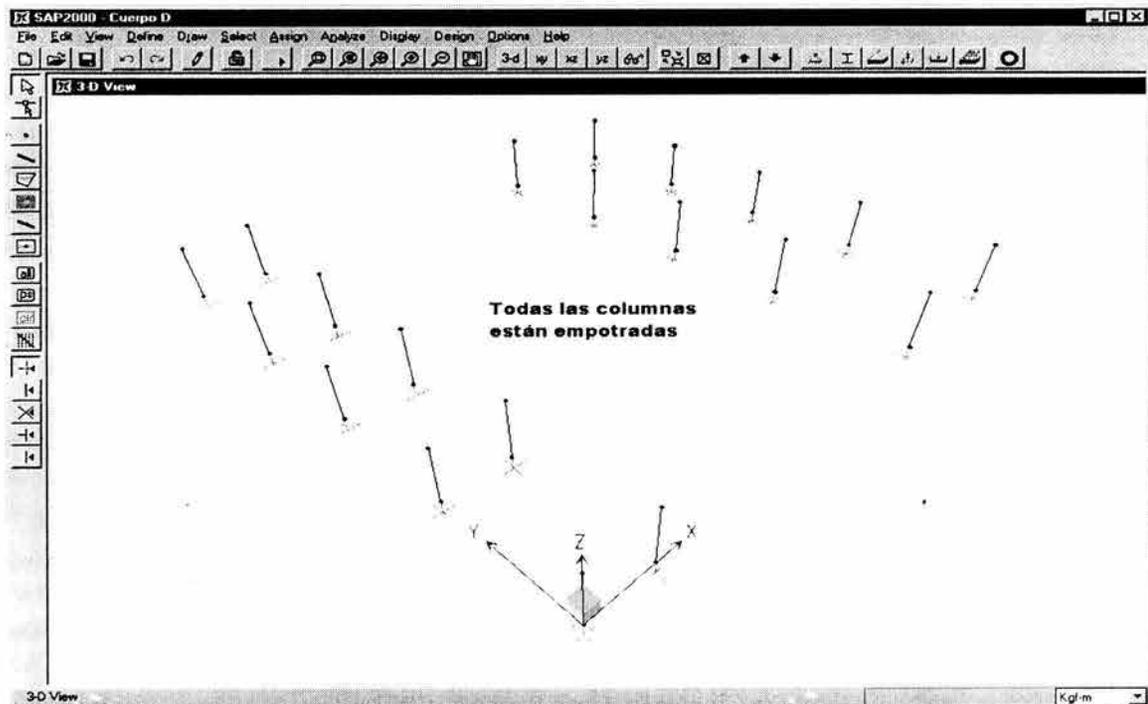
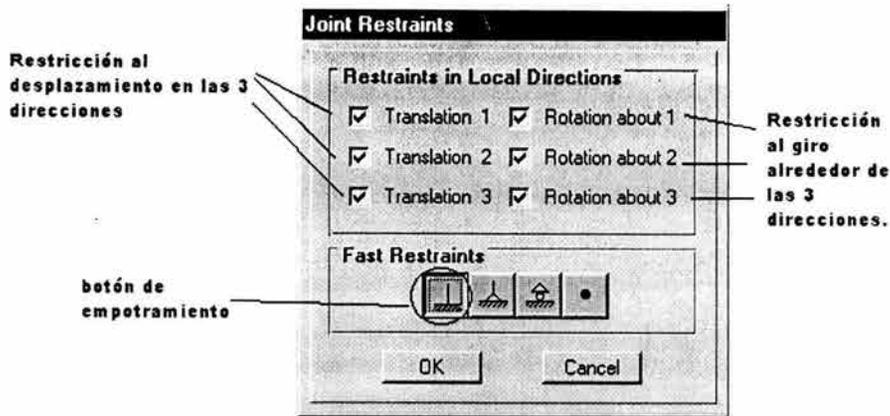
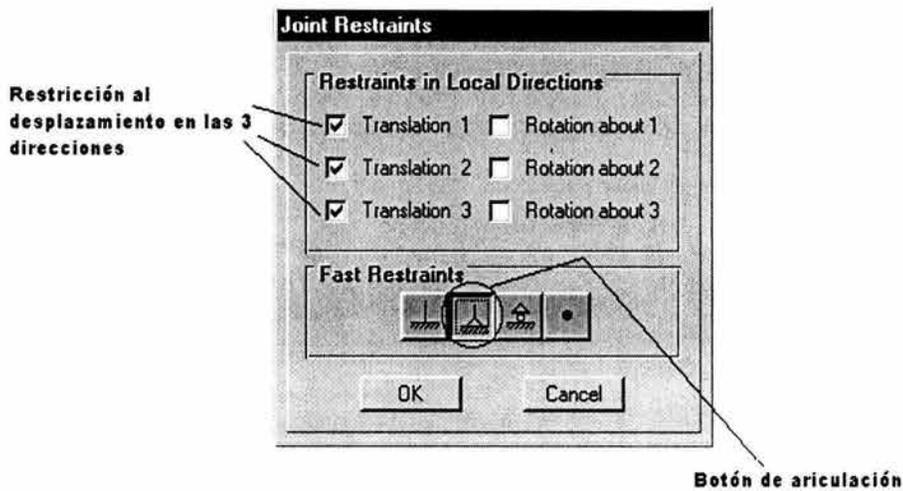


Figura 34

En las siguientes dos figuras, la 35 y la 36, se puede observar que la forma en que el programa SAP2000 asigna estos tipos de apoyo es dando restricciones de desplazamiento ya sea en cualquiera de las tres direcciones o restricciones de giro alrededor de cualquiera de las tres direcciones. Así para definir una columna empotrada en el nudo inferior se selecciona dicho nudo y se asignan a él las restricciones necesarias para lograr el empotramiento, que en este caso son todas.



**Figura 35**



**Figura 36**

**ASIGNACIÓN DE ARTICULACIONES EN LOS ELEMENTOS QUE LAS REQUIERAN**

En éste caso los elementos que tienen que ir articulados son los contraventeos y los tensores, ya que no transmiten momento flexionante. El procedimiento para articularlos en el SAP2000 consiste en seleccionarlos y después asignar libertades a los giros en las tres direcciones en los extremos inicial y final de cada uno.

## ASIGNACIÓN DE SECCIONES A ELEMENTOS

Una vez definidas las secciones de trabes, columnas y tensores, lo que sigue es darle al programa la información de qué sección tiene cada elemento. Para lograr esto, se selecciona el elemento y se asigna la sección.

La asignación de las secciones a los elementos estructurales se presentará por medio de figuras para facilitar la explicación. Se comenzará con los marcos principales paralelos a la dirección "x", ó marcos A, de acuerdo con la nomenclatura que se dio anteriormente.

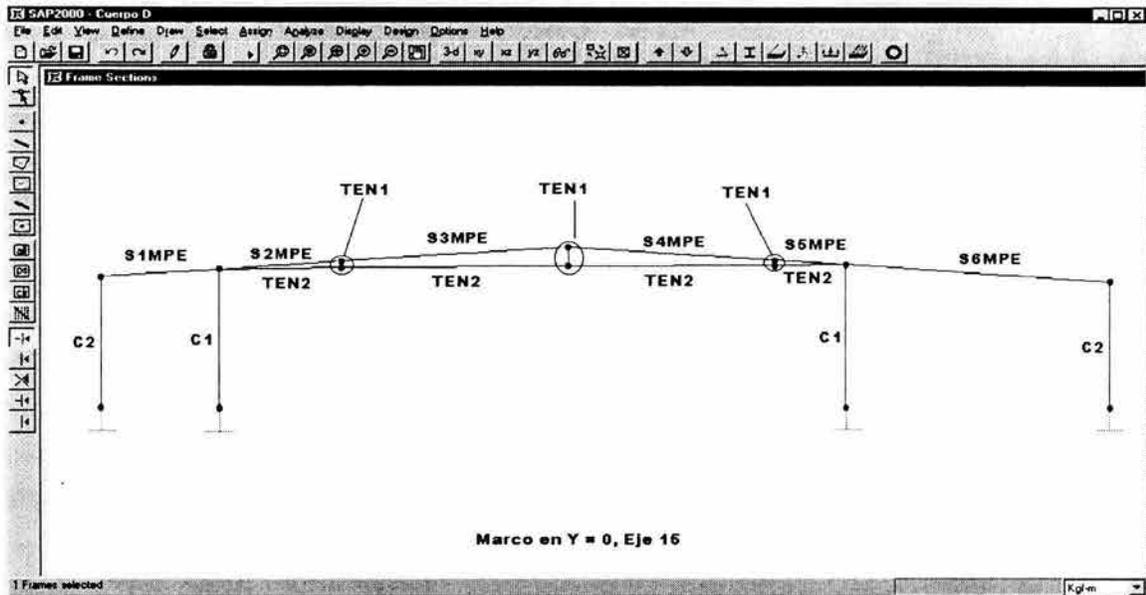


Figura 37

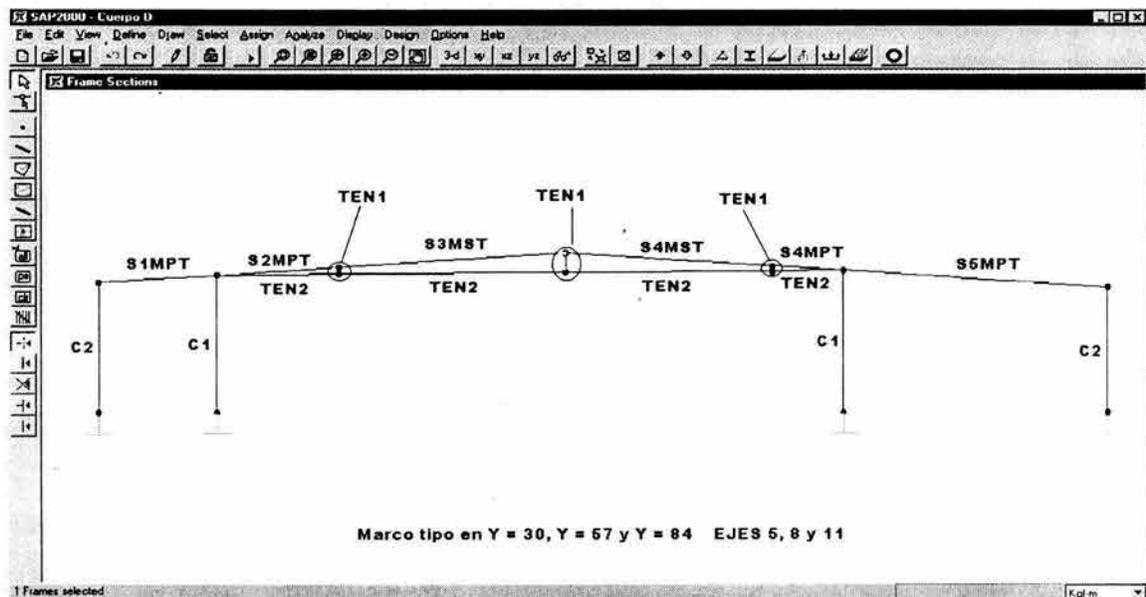


Figura 38

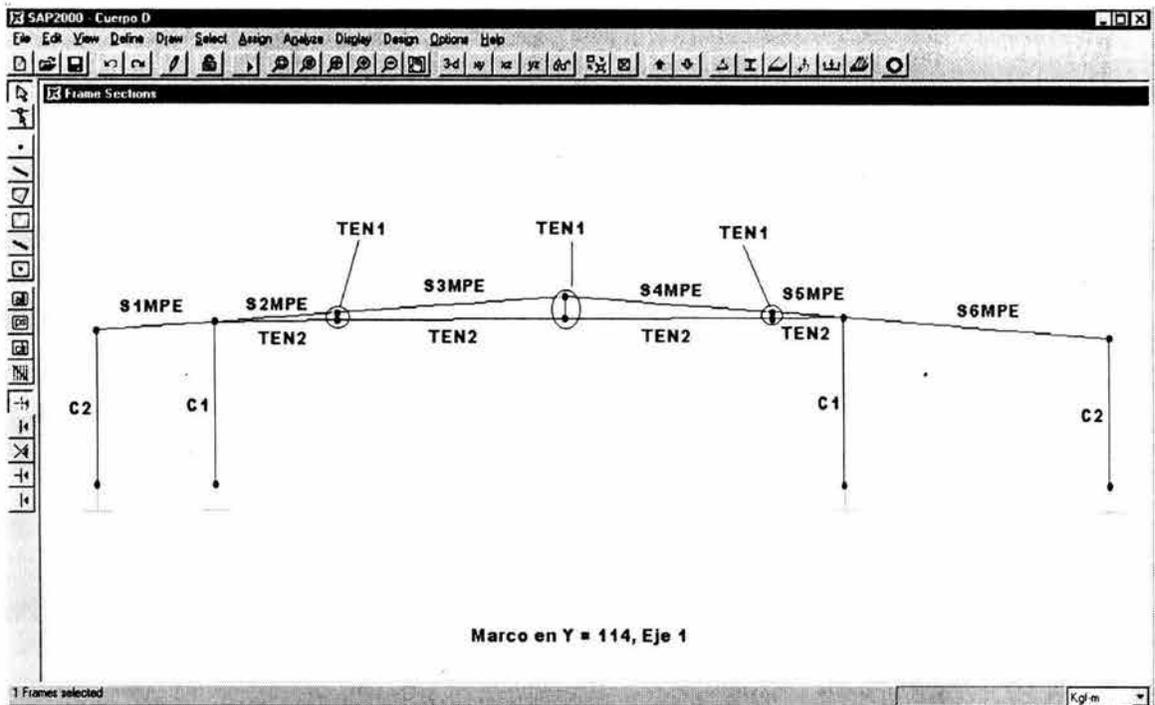


Figura 39

Siguiendo con el mismo procedimiento, ahora se asignarán las secciones a los marcos secundarios paralelos al eje "X".

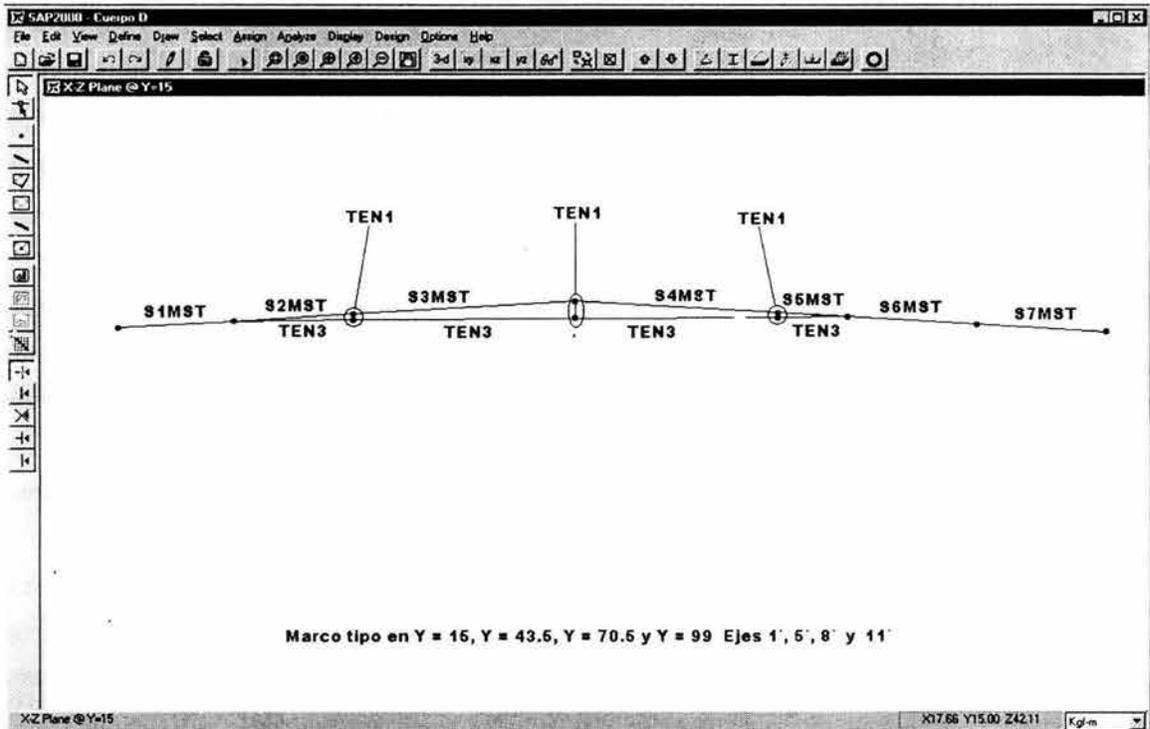


Figura 40

En cuanto a los marcos paralelos a la dirección "Y", se tiene:

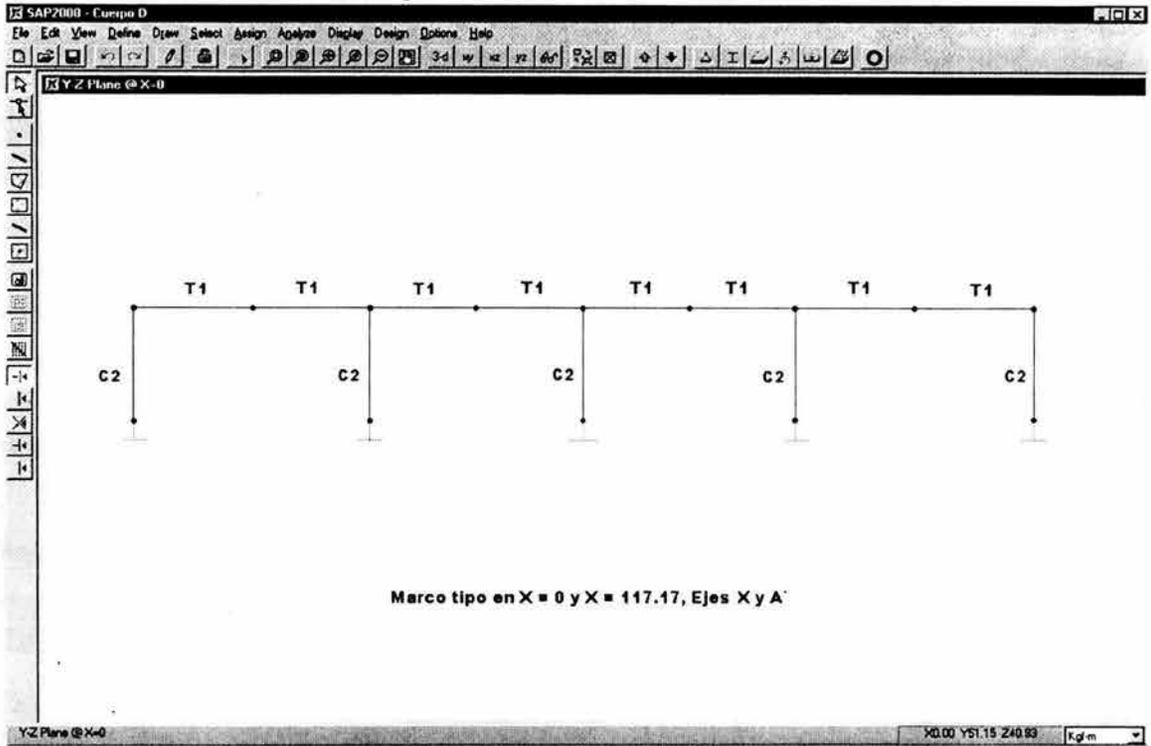


Figura 41

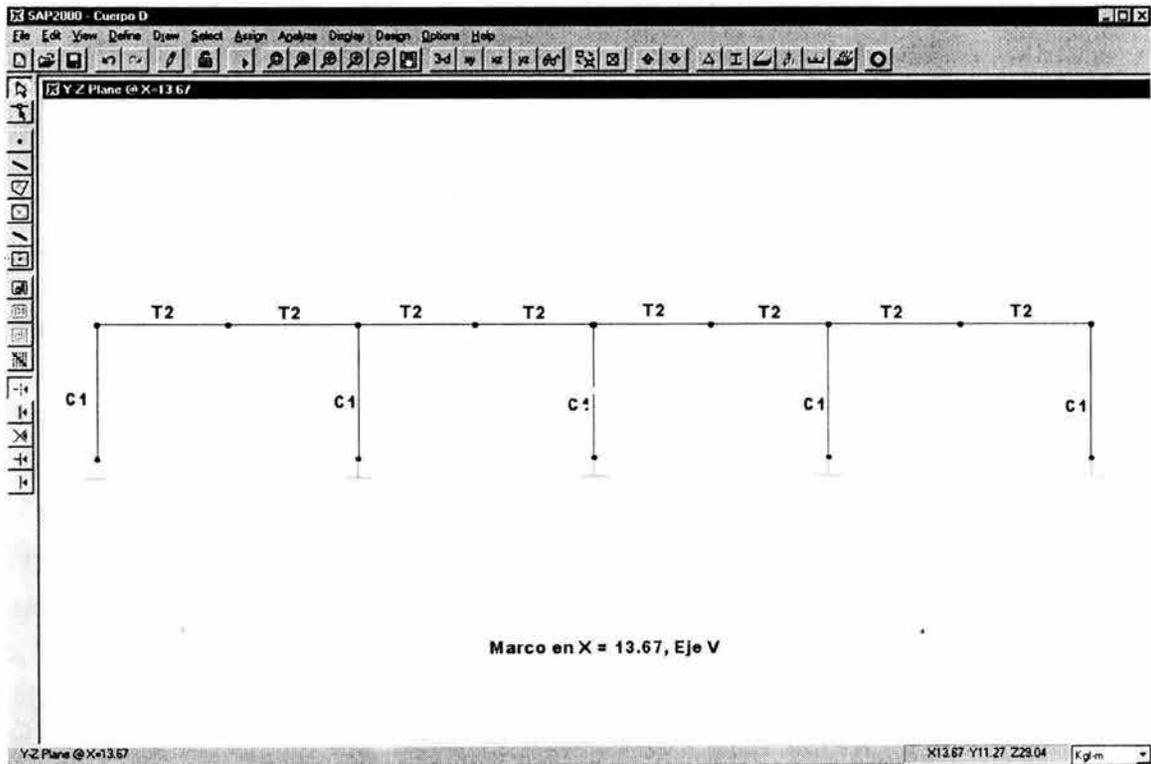


Figura 42

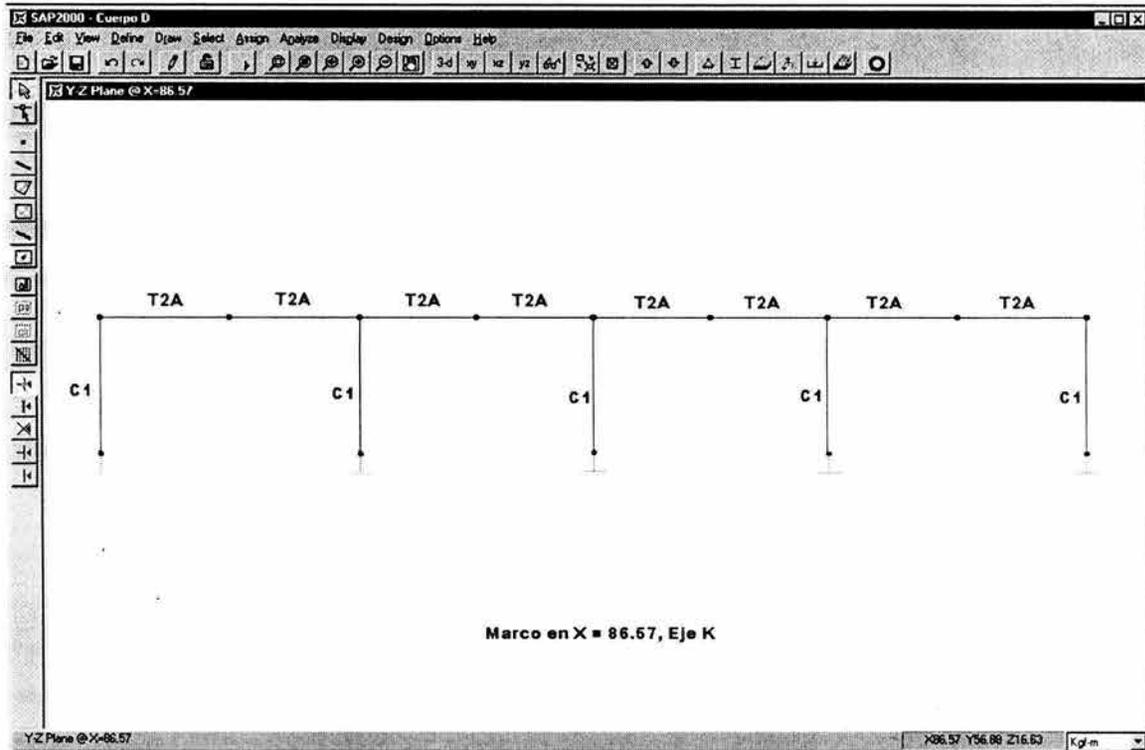


Figura 43

Finalmente faltaría por asignar secciones a los contraventeos, lo cual se muestra en la figura 44, a continuación.

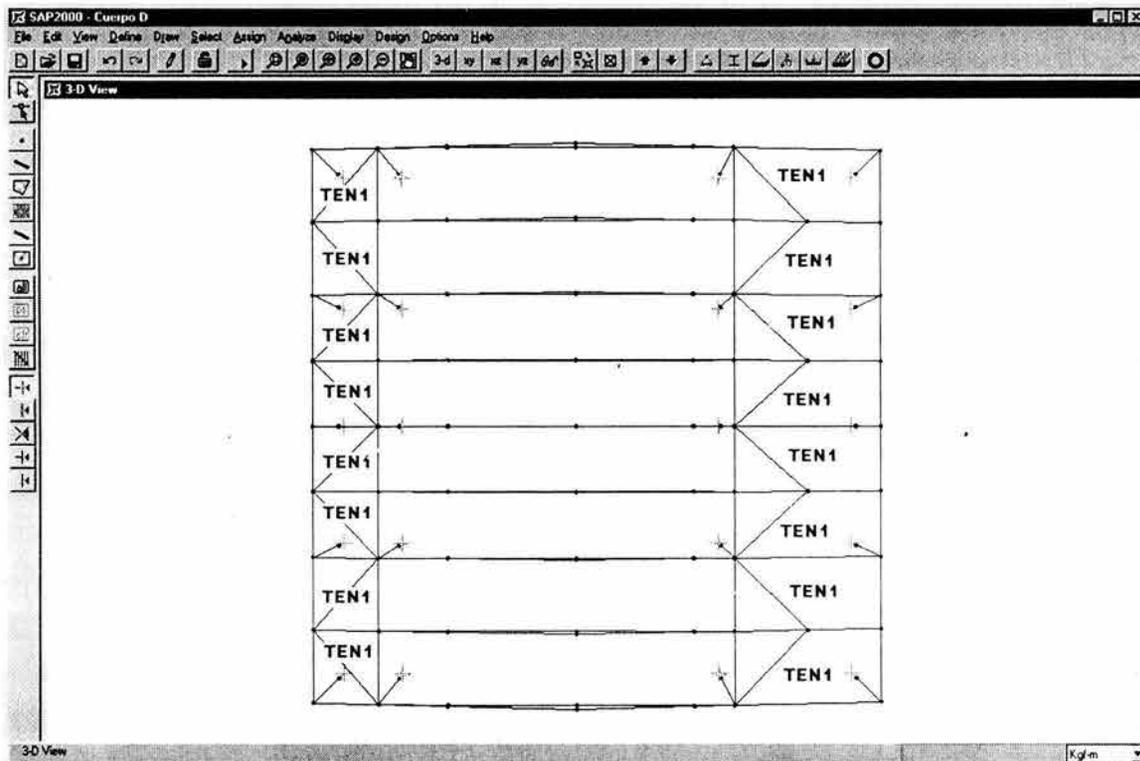


Figura 44

## DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA

Para darle nombre a las cargas que posteriormente se aplicarán a los elementos y poder distinguir unas de otras, tienen que definirse primero los llamados casos de carga. Los casos de carga seleccionados para este trabajo se presentan en la siguiente tabla:

<i>Nombre</i>	<i>Tipo de carga</i>	<i>Nombre</i>	<i>Tipo de carga</i>
CM	Carga Muerta (incluye peso propio)	SX3	Sismo en "X" Caso 3
CV	Carga Viva Máxima	SY3	Sismo en "Y" Caso 3
CVR	Carga Viva reducida	SX4	Sismo en "X" Caso 4
SX1	Sismo en "X" Caso 1	SY4	Sismo en "Y" Caso 4
SY1	Sismo en "Y" Caso 1	VX	Viento en "X"
SX2	Sismo en "X" Caso 2	VY	Viento en "Y"
SY2	Sismo en "Y" Caso 2	MURO	Muro hufcor

## ASIGNACIÓN DE CARGAS A LOS ELEMENTOS

Para asignar las cargas a los elementos, lo primero que se tiene que hacer es repartir la carga por unidad de área de acuerdo a los anchos tributarios que tiene cada marco. Así se definen las cargas por unidad de longitud para las trabes de los marcos en el caso de las cargas muerta, viva, y viva reducida. En el caso de las cargas por sismo, éstas se aplican como cargas puntuales en los nudos superiores de las columnas. En cuanto al viento, la presión de viento se distribuye en función también de los anchos tributarios de las trabes y columnas en forma de carga por unidad de longitud. Enseguida se calcularán a detalle las cargas antes mencionadas.

### *Determinación de la carga muerta, carga viva y carga viva reducida por unidad de longitud*

En la figura 45 aparecen los anchos tributarios que corresponden a los marcos paralelos a la dirección "X", y en la figura 46 aparecen los anchos tributarios que corresponden a los marcos paralelos a la dirección "Y".

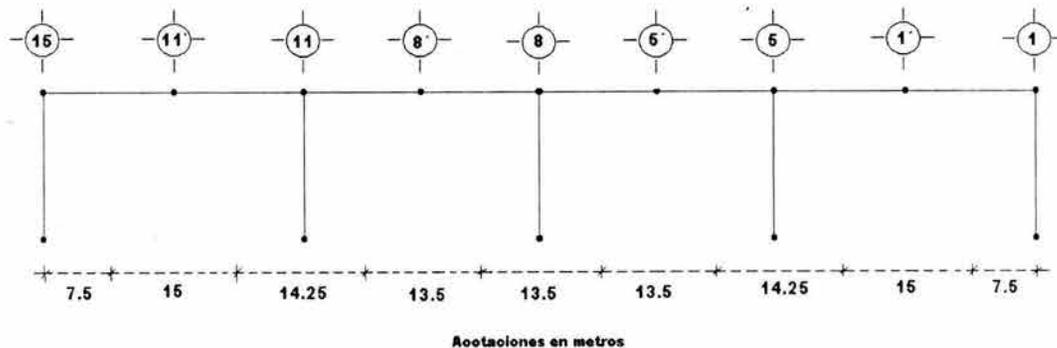


Figura 45

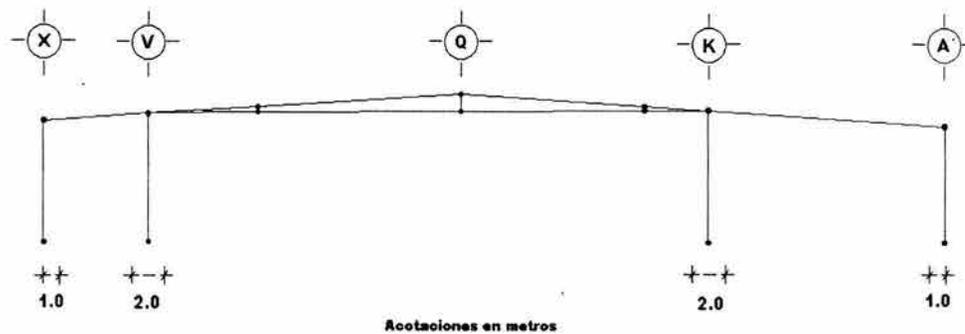


Figura 46

Observando la figura 46 y recordando que la estructuración de la cubierta es a base de largueros tipo "joist" simplemente apoyados a cada 2 metros se concluye que dichos marcos están cargando solo lo que corresponde al ancho tributario que no cargan los largueros.

A continuación se muestran los cálculos para la determinación de las cargas por unidad de longitud. Para obtener esos valores bastará con multiplicar la carga por unidad de área por el ancho tributario como se muestra en el ejemplo siguiente para la carga muerta del marco Eje 1:

$$\text{Carga uniforme} = 65 \text{ kg/m}^2 \times 7.5 \text{ m} = 487.5 \text{ kg/m}$$

Como se puede ver, se multiplicó la carga por unidad de área correspondiente a la carga muerta por el ancho tributario.

*Cargas por unidad de área*

CM = 65 kg/m<sup>2</sup>  
 CV = 40 kg/m<sup>2</sup>  
 CVR = 20 kg/m<sup>2</sup>

<b>Marcos paralelos a la dirección "X"</b>			
Marco Eje	Carga Tipo	Ancho tributario (m)	Carga uniforme (kg/m)
1	CM	7.5	487.5
1	CV	7.5	300
1	CVR	7.5	150
1'	CM	15	975
1'	CV	15	600
1'	CVR	15	300
5	CM	14.25	926.25
5	CV	14.25	570

5	CVR	14.25	285
5'	CM	13.5	877.5
5'	CV	13.5	540
5'	CVR	13.5	270
8	CM	13.5	877.5
8	CV	13.5	540
8	CVR	13.5	270
8'	CM	13.5	877.5
8'	CV	13.5	540
8'	CVR	13.5	270
11	CM	14.25	926.25
11	CV	14.25	570
11	CVR	14.25	285
11'	CM	15	975
11'	CV	15	600
11'	CVR	15	300
15	CM	7.5	487.5
15	CV	7.5	300
15	CVR	7.5	150

<b>Marcos paralelos a la dirección "Y"</b>			
Marco Eje	Carga Tipo	Ancho tributario (m)	Carga uniforme (kg/m)
X	CM	1	65
X	CV	1	40
X	CVR	1	20
V	CM	2	130
V	CV	2	80
V	CVR	2	40
K	CM	2	130
K	CV	2	80
K	CVR	2	40
A'	CM	1	65
A'	CV	1	40
A'	CVR	1	20

### ***Determinación de la carga por sismo en cada nudo***

Como se mencionó anteriormente las cargas por sismo se concentran en los nudos superiores de las columnas en función de los anchos tributarios de cada una tanto en dirección "x" como en dirección "y". En el capítulo III de solicitaciones se determinaron las cargas sísmicas por marco y por caso en función de las excentricidades que se distribuirán por columna y que solo como recordatorio se muestran a continuación (las unidades de la fuerza sísmica están kg):

### CASO 1

#### DIRECCIÓN X

EJE	fuerza sísmica
1	157464
5	148505
8	127648
11	106792
15	76695

#### DIRECCIÓN Y

EJE	fuerza sísmica
X	120515
V	118621
K	148731
A'	229238

### CASO 2

#### DIRECCIÓN X

EJE	fuerza sísmica
1	96255
5	116894
8	127648
11	138403
15	137904

#### DIRECCIÓN Y

EJE	fuerza sísmica
X	120515
V	118621
K	148731
A'	229238

### CASO 3

#### DIRECCIÓN X

EJE	fuerza sísmica
1	151427
5	145387
8	127648
11	109910
15	82732

#### DIRECCIÓN Y

EJE	fuerza sísmica
X	187217
V	164133
K	118487
A'	147267

### CASO 4

#### DIRECCIÓN X

EJE	fuerza sísmica
1	99879
5	118765
8	127648
11	136532
15	134280

#### DIRECCIÓN Y

EJE	fuerza sísmica
X	187217
V	164133
K	118487
A'	147267

Ya que se tienen las cargas sísmicas por marco en ambas direcciones, lo que se hará a continuación es, con ayuda de las figuras 47 y 48, obtener los valores de las cargas concentradas en los nudos superiores de las columnas. Tales cargas se obtendrán multiplicando la fuerza sísmica por eje por el ancho tributario correspondiente al nudo en cuestión y dividiendo el producto entre la longitud total del marco.

Para los marcos paralelos a la dirección "X" se tienen los anchos tributarios que se muestran en la figura 47 y para los paralelos a la dirección "Y" los que se muestran en la figura 48.

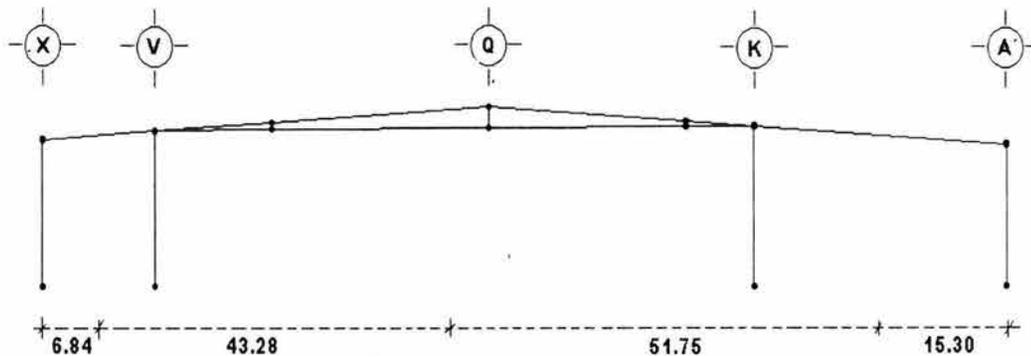


Figura 47

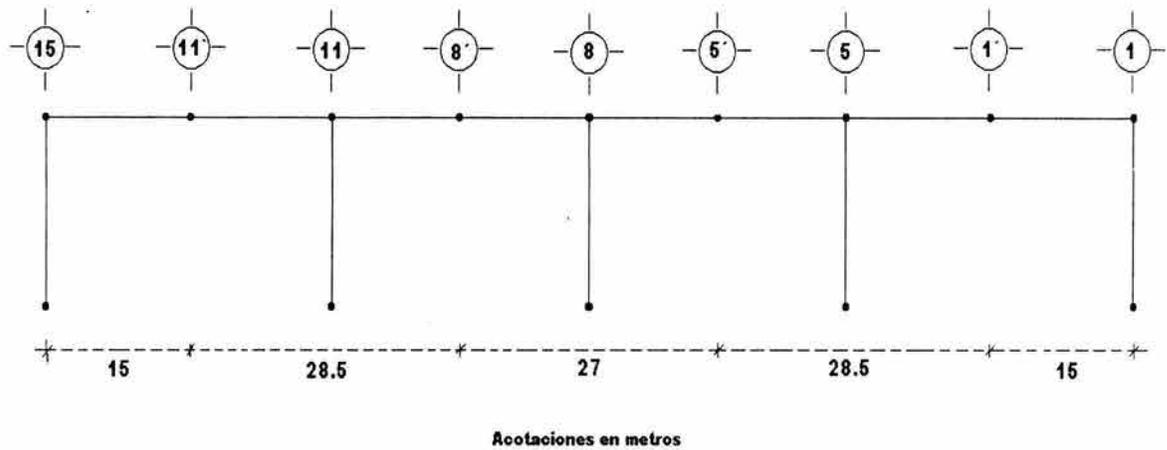


Figura 48

Se tomará, para ejemplificar el cálculo, la columna del eje "1" que intersecciona con el eje "A" en dirección "x" para el caso 1.

Cortante total para el eje "1" en dirección "x" = 157464 kg

Ancho tributario para la columna = 15.30 m

Longitud total del marco = 117.17 m

Carga concentrada =  $(157464 \times 15.30) / 117.17 = 20562$  kg

### CASO 1

#### DIRECCIÓN X

##### EJE 1

Intersectando con eje	Ancho tributario (m)	Carga concentrada (m)
X	6.84	9192
V	43.28	58164
K	51.75	69547
A'	15.3	20562
$\Sigma$		157464

#### DIRECCIÓN X

##### EJE 5

Intersectando con eje	Ancho tributario (m)	Carga concentrada (m)
X	6.84	8669
V	43.28	54854
K	51.75	65590
A'	15.3	19392
$\Sigma$		148505

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 8**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	7452
V	43.28	47150
K	51.75	56378
A'	15.3	16668
	$\Sigma$	127648

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 11**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	6234
V	43.28	39447
K	51.75	47166
A'	15.3	13945
	$\Sigma$	106792

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 15**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	4477
V	43.28	28329
K	51.75	33873
A'	15.3	10015
	$\Sigma$	76695

**DIRECCIÓN Y**  
**EJE X**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	15857
5	28.5	30129
8	27	28543
11	28.5	30129
15	15	15857
	$\Sigma$	120515

**DIRECCIÓN Y**  
**EJE V**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	15608
5	28.5	29655
8	27	28094
11	28.5	29655
15	15	15608
$\Sigma$		118621

**DIRECCIÓN Y  
EJE K**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	19570
5	28.5	37183
8	27	35226
11	28.5	37183
15	15	19570
$\Sigma$		148731

**DIRECCIÓN Y  
EJE A'**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	30163
5	28.5	57309
8	27	54293
11	28.5	57309
15	15	30163
$\Sigma$		229238

**CASO 2**

**DIRECCIÓN X  
EJE 1**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	5619
V	43.28	35554
K	51.75	42513
A'	15.3	12569
$\Sigma$		96255

**DIRECCIÓN X  
EJE 5**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	6824
V	43.28	43178
K	51.75	51628
A'	15.3	15264
		$\Sigma$ 116894

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 8**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	7452
V	43.28	47150
K	51.75	56378
A'	15.3	16668
		$\Sigma$ 127648

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 11**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	8080
V	43.28	51123
K	51.75	61128
A'	15.3	18073
		$\Sigma$ 138403

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 15**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	8050
V	43.28	50939
K	51.75	60908
A'	15.3	18007
		$\Sigma$ 137904

**DIRECCIÓN Y**  
**EJE X**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	15857
5	28.5	30129
8	27	28543
11	28.5	30129
15	15	15857
		$\Sigma$ 120515

**DIRECCIÓN Y  
EJE V**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	15608
5	28.5	29655
8	27	28094
11	28.5	29655
15	15	15608
$\Sigma$		118621

**DIRECCIÓN Y  
EJE K**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	19570
5	28.5	37183
8	27	35226
11	28.5	37183
15	15	19570
$\Sigma$		148731

**DIRECCIÓN Y  
EJE A'**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	30163
5	28.5	57309
8	27	54293
11	28.5	57309
15	15	30163
$\Sigma$		229238

**CASO 3**

**DIRECCIÓN X  
EJE 1**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	8840
V	43.28	55934
K	51.75	66880
A'	15.3	19773
$\Sigma$		151427

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 5**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	8487
V	43.28	53703
K	51.75	64212
A'	15.3	18985
	$\Sigma$	145387

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 8**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	7452
V	43.28	47150
K	51.75	56378
A'	15.3	16668
	$\Sigma$	127648

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 11**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	6416
V	43.28	40598
K	51.75	48543
A'	15.3	14352
	$\Sigma$	109910

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 15**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	4830
V	43.28	30559
K	51.75	36540
A'	15.3	10803
	$\Sigma$	82732

**DIRECCIÓN Y**  
**EJE X**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	24634
5	28.5	46804
8	27	44341
11	28.5	46804
15	15	24634
$\Sigma$		187217

**DIRECCIÓN Y  
EJE V**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	21596
5	28.5	41033
8	27	38874
11	28.5	41033
15	15	21596
$\Sigma$		164133

**DIRECCIÓN Y  
EJE K**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	15590
5	28.5	29622
8	27	28063
11	28.5	29622
15	15	15590
$\Sigma$		118487

**DIRECCIÓN Y  
EJE A'**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	19377
5	28.5	36817
8	27	34879
11	28.5	36817
15	15	19377
$\Sigma$		147267

**CASO 4**

**DIRECCIÓN X  
EJE 1**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	5831
V	43.28	36893
K	51.75	44113
A'	15.3	13042
		$\Sigma$ 99879

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 5**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	6933
V	43.28	43869
K	51.75	52455
A'	15.3	15508
		$\Sigma$ 118765

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 8**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	7452
V	43.28	47150
K	51.75	56378
A'	15.3	16668
		$\Sigma$ 127648

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 11**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	7970
V	43.28	50432
K	51.75	60301
A'	15.3	17828
		$\Sigma$ 136532

**DIRECCIÓN X**  
**EJE 15**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
X	6.84	7839
V	43.28	49600
K	51.75	59307
A'	15.3	17534
		$\Sigma$ 134280

**DIRECCIÓN Y  
EJE X**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	24634
5	28.5	46804
8	27	44341
11	28.5	46804
15	15	24634
$\Sigma$		187217

**DIRECCIÓN Y  
EJE V**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	21596
5	28.5	41033
8	27	38874
11	28.5	41033
15	15	21596
$\Sigma$		164133

**DIRECCIÓN Y  
EJE K**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	15590
5	28.5	29622
8	27	28063
11	28.5	29622
15	15	15590
$\Sigma$		118487

**DIRECCIÓN Y  
EJE A'**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga concentrada (m)</i>
1	15	19377
5	28.5	36817
8	27	34879
11	28.5	36817
15	15	19377
$\Sigma$		147267

### ***Determinación de las cargas por viento por unidad de longitud***

La presión básica de diseño (denominada así por el RCDF) adoptada en el capítulo III es de 35 kg/m<sup>2</sup> y se utilizará la siguiente expresión que da el RCDF para distribuir dicha presión en las estructuras y obtener la presión estática:

$$p = C_p C_z K P_o$$

donde

$p$  = presión estática

$P_o$  = presión básica de diseño

$k$  = factor correctivo por condiciones de exposición del predio

$C_z$  = factor correctivo por altura

$C_p$  = factor de presión, depende de la forma de la construcción y de la posición de la superficie expuesta.

El valor de la presión básica de diseño como se mencionó anteriormente es de  $P_o = 35$  kg/m<sup>2</sup>. Para determinar los valores de los coeficientes  $k$  y  $C_z$ , el RCDF da una zonificación de acuerdo a la densidad de edificaciones que hay por la zona. En el caso de la estructura en estudio en este trabajo, se trata de una estructura en zona B, zona típica urbana y suburbana. La expresión para calcular el factor correctivo por altura es la siguiente:

$$C_z = (z/10)^{2/a}$$

Donde

$z$  = altura de la construcción = 25.40 m

$a$  = factor que depende de la zona a la que pertenece la estructura

Para la zona B, los factores de corrección  $k$  y  $a$  toman los siguientes valores:

$k = 1$

$a = 4.5$

Por lo tanto  $C_z = (z/10)^{2/a} = (25.40/10)^{2/4.5} = 1.5$

El único factor correctivo que faltaría por definir es  $C_p$ , el cual toma distintos valores dependiendo de la parte de la estructura donde esté actuando el viento:

Para cuando el viento actúa en dirección "x":

<b><i>Parte de la estructura</i></b>	<b><i>C<sub>p</sub></i></b>
Barlovento	0.8
Sotavento	-0.5
Laterales	-0.7
Techos sotavento	-0.7
Techos barlovento	-0.8

Para cuando el viento actúa en dirección "y":

<i>Parte de la estructura</i>	$C_p$
Barlovento	0.8
Sotavento	-0.5
Laterales	-0.7
Techos	-0.7

NOTA: el signo negativo indica succión.

De esta manera se pueden determinar los valores de la presión cuando actúa en ambas direcciones en las diferentes partes de la estructura.

#### Dirección "x"

<b>Parte de la estructura</b>	$C_z$	$C_p$	$k$	$P_o$	$p$
Barlovento	1.5	0.8	1	35	42
Sotavento	1.5	-0.5	1	35	-26.25
Laterales	1.5	-0.7	1	35	-36.75
Techos Barlovento	1.5	-0.7	1	35	-36.75
Techos Sotavento	1.5	-0.8	1	35	-42

#### Dirección "y"

<b>Parte de la estructura</b>	$C_z$	$C_p$	$k$	$P_o$	$p$
Barlovento	1.5	0.8	1	35	42
Sotavento	1.5	-0.5	1	35	-26.25
Laterales	1.5	-0.7	1	35	-36.75
Techos	1.5	-0.7	1	35	-36.75

Para obtener los valores de las cargas por unidad de longitud que actúan en las columnas y traveses de la estructura lo que se tiene que hacer es multiplicar las presiones que se obtuvieron en las tablas anteriores por el ancho tributario que corresponde a cada una. Las figuras 45, 47 y 48 ayudarán para obtener de ahí los anchos tributarios.

Se empezará, como ha sido costumbre a lo largo de éste estudio, con la dirección "x". A continuación se muestra un ejemplo de los cálculos y posteriormente las tablas con resultados de las fuerzas.

El ejemplo de cálculo se refiere a la determinación de la carga por el viento en la dirección "x" para la columna del eje 15 intersectando con el eje "X" en barlovento:

La presión de diseño es de 42 kg/m<sup>2</sup> y el ancho tributario para esa columna es de 15 m, por lo tanto la carga uniforme será = 42 x 15 = 630 kg/m.

**Dirección "X"**

**Barlovento (EJE X)**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga (kg/m)</i>
1	15	630
5	28.5	1197
8	27	1134
11	28.5	1197
15	15	630

**Dirección "X"**

**Sotavento (EJE A')**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga (kg/m)</i>
1	15	-394
5	28.5	-748
8	27	-709
11	28.5	-748
15	15	-394

**Dirección "X"**

**Laterales (EJES 1y 15)**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga (kg/m)</i>
X	6.84	-251
V	43.28	-1591
K	51.75	-1902
A'	15.3	-562

**Dirección "X"**

**Techos Barlovento (Entre EJES X y Q)**

<i>Trabe eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga (kg/m)</i>
1	7.5	-276
1'	15	-551
5	14.25	-524
5'	13.5	-496
8	13.5	-496
8'	13.5	-496
11	14.25	-524
11'	15	-551
15	7.5	-276

**Dirección "X"****Techos Sotavento (Entre ejes Q y A')**

<i>Trabe eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga (kg/m)</i>
1	7.5	-315
1'	15	-630
5	14.25	-599
5'	13.5	-567
8	13.5	-567
8'	13.5	-567
11	14.25	-599
11'	15	-630
15	7.5	-315

**Dirección "Y"****Barlovento (EJE 15)**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga (kg/m)</i>
X	6.84	287
V	43.28	1818
K	51.75	2174
A'	15.3	643

**Dirección "Y"****Sotavento (EJE 1')**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga (kg/m)</i>
X	6.84	-180
V	43.28	-1136
K	51.75	-1358
A'	15.3	-402

**Dirección "Y"****Laterales (EJES X y A')**

<i>Intersectando con eje</i>	<i>Ancho tributario (m)</i>	<i>Carga (kg/m)</i>
1	15	-551
5	28.5	-1047
8	27	-992
11	28.5	-1047
15	15	-551

**Dirección "Y"**  
**Techos (Entre EJES 1 al 15)**

Trabe eje	Ancho tributario (m)	Carga (kg/m)
X	6.84	-251
V	43.28	-1591
K	51.75	-1902
A'	15.3	-562

Una vez que han quedado determinadas todas las cargas gravitacionales, sísmicas y por viento, el siguiente paso será asignarlas a los elementos en el programa SAP2000 lo cual se mostrará con ayuda de figuras. El procedimiento de asignación de cargas a los elementos es sumamente sencillo y basta con seleccionar el elemento trabe, columna o nudo y utilizar el comando asignar carga. En la figura 49 que se presenta enseguida, se pueden observar las trabes con cargas muertas y la forma de asignación de estas.

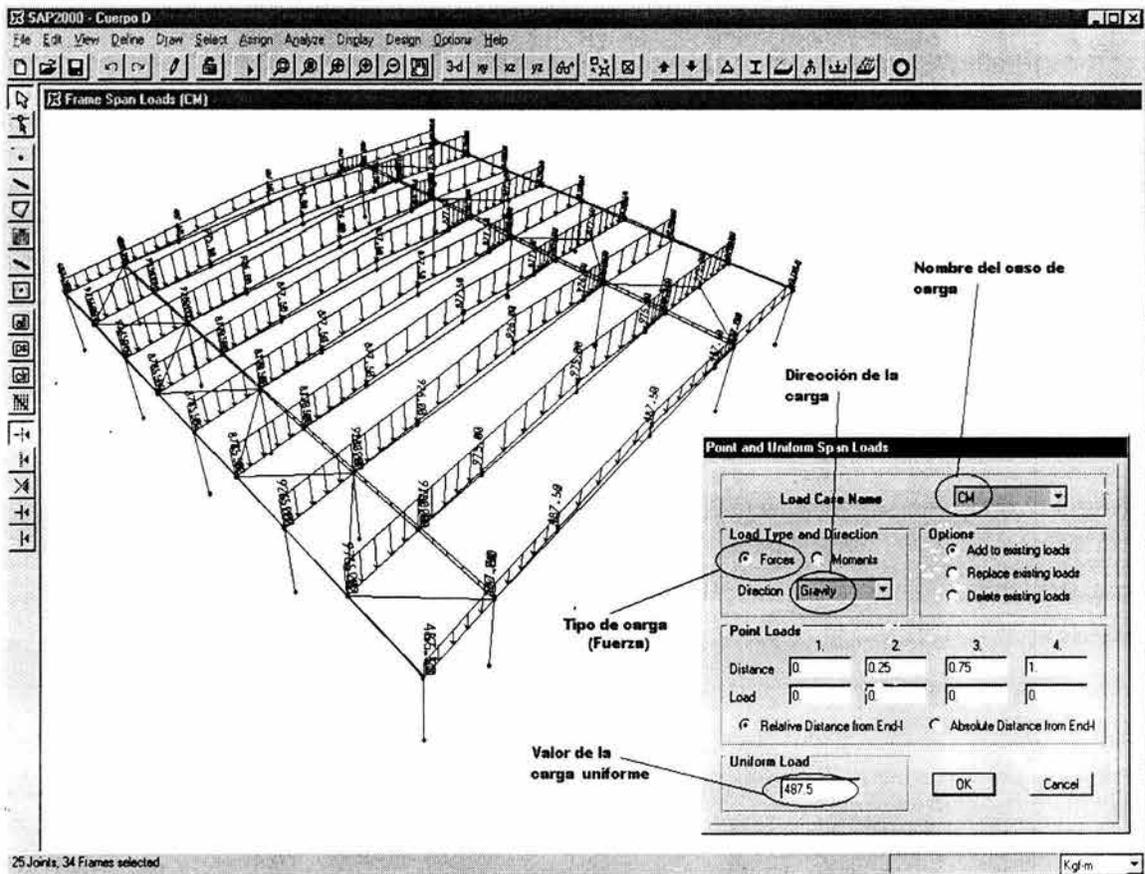


Figura 49

En forma similar a como se puede ver en la figura anterior se realiza el proceso de asignación de cargas para carga viva y carga viva reducida.

En cuanto a las cargas por sismo, como ya se mencionó anteriormente, éstas se aplican en los nudos superiores de las columnas seleccionando el nudo y utilizando el comando de asignación de cargas puntuales. En la siguiente figura (50) se muestran las fuerzas en la estructura y la forma en que se asignan.

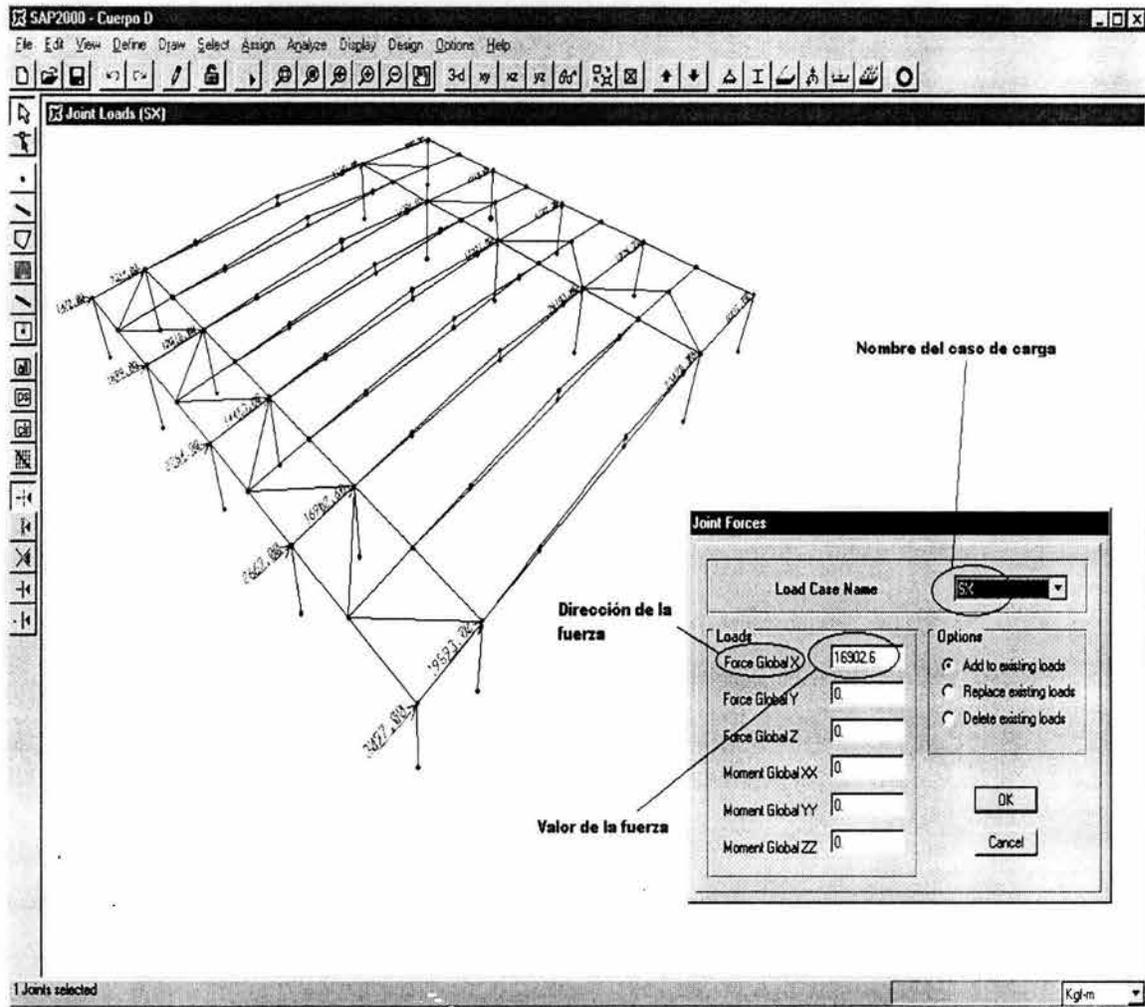


Figura 50

Para el caso de las fuerzas sísmicas en la dirección “Y”, la forma de asignación de éstas es la misma. Las siguientes cargas que se tienen que asignar son las debidas al viento (figura 51) y finalmente las cargas especiales debidas al muro hufcor, que son cargas uniformemente repartidas en algunos marcos de la estructura y se muestran en la figura 52.

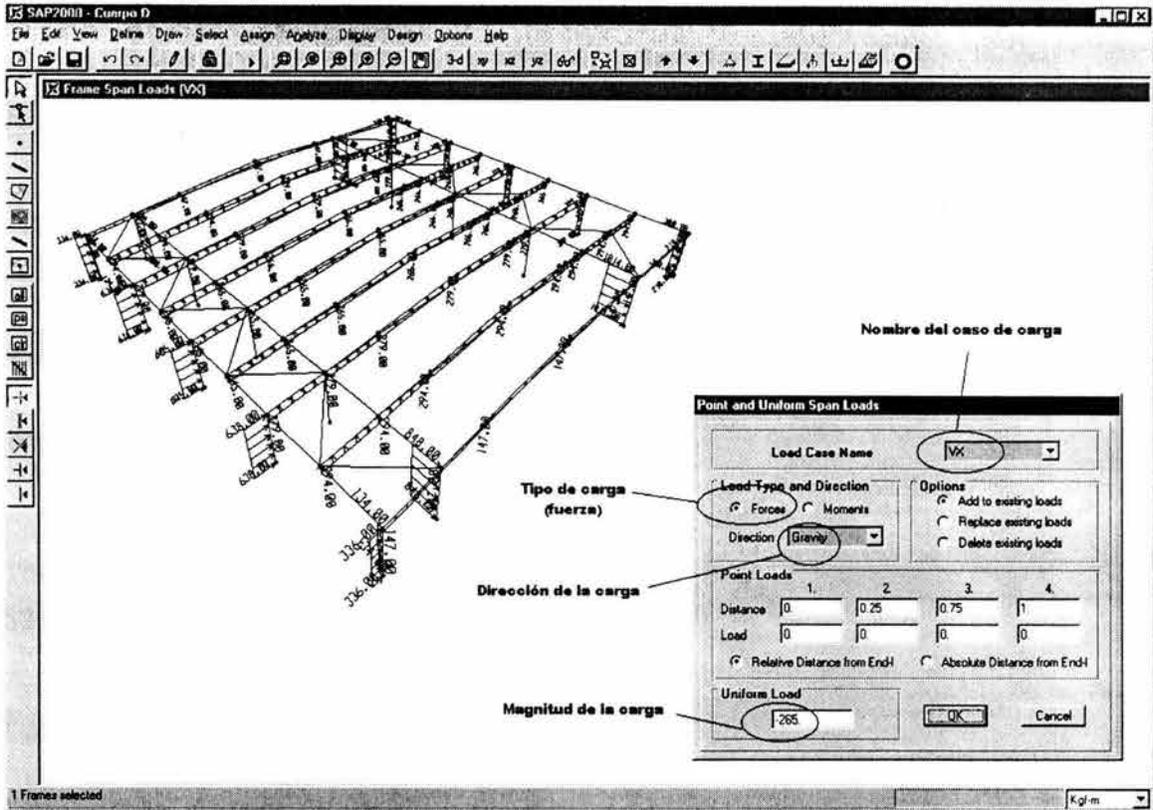


Figura 51

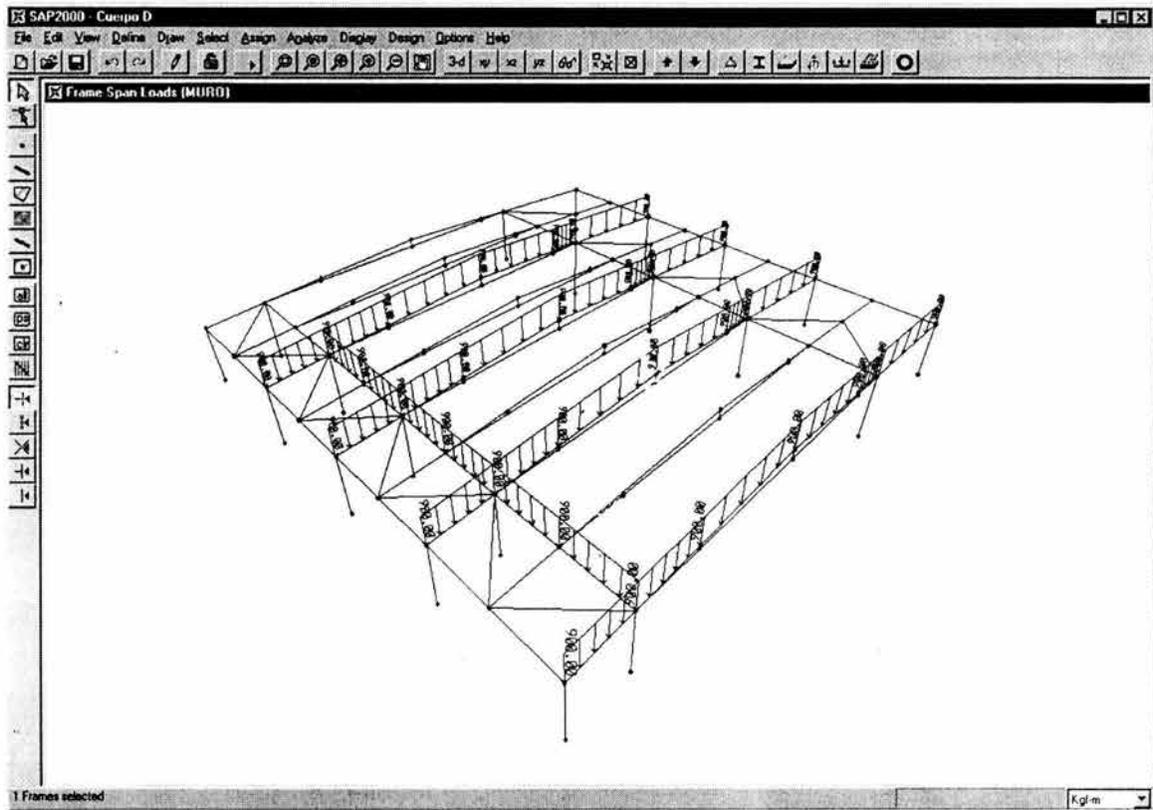


Figura 52

## DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones que a continuación se presentan, de la 1 a la 38 se utilizarán para la obtención de las fuerzas y las reacciones. Las combinaciones que se muestran posteriormente, de la 39 a la 74 se utilizarán para los desplazamientos.

COMB. No.	CM	CV	CVR	SX1	SY1	SX2	SY2	SX3	SY3	SX4	SY4	VX	VY	MURO
1	1.5	1.5												
2	1.1		1.1	1.1	0.3									
3	1.1		1.1	1.1	-0.3									
4	1.1		1.1	-1.1	0.3									
5	1.1		1.1	-1.1	-0.3									
6	1.1		1.1	0.3	1.1									
7	1.1		1.1	-0.3	1.1									
8	1.1		1.1	0.3	-1.1									
9	1.1		1.1	-0.3	-1.1									
10	1.1		1.1			1.1	0.3							
11	1.1		1.1			1.1	-0.3							
12	1.1		1.1			-1.1	0.3							
13	1.1		1.1			-1.1	-0.3							
14	1.1		1.1			0.3	1.1							
15	1.1		1.1			-0.3	1.1							
16	1.1		1.1			0.3	-1.1							
17	1.1		1.1			-0.3	-1.1							
18	1.1		1.1					1.1	0.3					
19	1.1		1.1					1.1	-0.3					
20	1.1		1.1					-1.1	0.3					
21	1.1		1.1					-1.1	-0.3					
22	1.1		1.1					0.3	1.1					
23	1.1		1.1					-0.3	1.1					
24	1.1		1.1					0.3	-1.1					
25	1.1		1.1					-0.3	-1.1					
26	1.1		1.1							1.1	0.3			
27	1.1		1.1							1.1	-0.3			
28	1.1		1.1							-1.1	0.3			
29	1.1		1.1							-1.1	-0.3			
30	1.1		1.1							0.3	1.1			
31	1.1		1.1							-0.3	1.1			
32	1.1		1.1							0.3	-1.1			
33	1.1		1.1							-0.3	-1.1			
34	0.9											1.1		
35	0.9												1.1	
36	1.1		1.1									1.1		
37	1.1		1.1										1.1	
38	1.1		1.1											1.1

COMB. No.	CM	CV	CVR	SX1	SY1	SX2	SY2	SX3	SY3	SX4	SY4	VX	VY	MURO
39	1	1												
40	1		1	1	0.3									
41	1		1	1	-0.3									
42	1		1	-1	0.3									
43	1		1	-1	-0.3									
44	1		1	0.3	1									
45	1		1	-0.3	1									
46	1		1	0.3	-1									
47	1		1	-0.3	-1									
48	1		1			1	0.3							
49	1		1			1	-0.3							
50	1		1			-1	0.3							
51	1		1			-1	-0.3							
52	1		1			0.3	1							
53	1		1			-0.3	1							
54	1		1			0.3	-1							
55	1		1			-0.3	-1							
56	1		1					1	0.3					
57	1		1					1	-0.3					
58	1		1					-1	0.3					
59	1		1					-1	-0.3					
60	1		1					0.3	1					
61	1		1					-0.3	1					
62	1		1					0.3	-1					
63	1		1					-0.3	-1					
64	1		1							1	0.3			
65	1		1							1	-0.3			
66	1		1							-1	0.3			
67	1		1							-1	-0.3			
68	1		1							0.3	1			
69	1		1							-0.3	1			
70	1		1							0.3	-1			
71	1		1							-0.3	-1			
72	1		1									1		
73	1		1										1	
74	1		1											1

#### IV.D. DATOS DE SALIDA DEL PROGRAMA

Los datos de salida que proporciona el SAP2000 son desplazamientos, diagramas de elementos mecánicos, fuerzas y reacciones. Se presentarán a manera de tablas primero los desplazamientos, después las fuerzas y finalmente las reacciones. Los diagramas de elementos mecánicos se presentarán en el siguiente capítulo solo para los elementos que se revisen.

##### DESPLAZAMIENTOS

El SAP2000 da los desplazamientos por cada nudo para cada una de las combinaciones pero tiene una opción para desplegar las envolventes únicamente y será la que se utilizará en este trabajo.

La primer columna de izquierda a derecha indica el número de nudo, a la derecha se indica si se trata de un desplazamiento máximo o mínimo, las siguientes 3 indican los desplazamientos en las tres direcciones en centímetros y las últimas 3 los giros alrededor de los tres ejes coordenados en radianes.

NUDO	$\Delta$	$\Delta x_{max} (cm)$	$\Delta y_{max} (cm)$	$\Delta z_{max} (cm)$	$\phi x_{max} (rad)$	$\phi y_{max} (rad)$	$\phi z_{max} (rad)$
1	Minima	-5.97	-5.65	-0.0004933	-0.0012	-0.0010	-0.0006
1	Maxima	4.32	5.64	0.08813	0.0008	-0.0002	0.0006
2	Minima	-6.2	-5.65	-0.02805	-0.0014	-0.0012	-0.0002
2	Maxima	4.94	5.61	0.05519	0.0032	0.0000	0.0004
3	Minima	-6.22	-4.56	-0.1173	-0.0035	-0.0001	-0.0001
3	Maxima	4.97	4.68	-0.04344	-0.0004	0.0030	0.0002
4	Minima	-6.02	-4.16	-11.29	-0.0034	0.0034	-0.0003
4	Maxima	5.4	4.77	-3.37	-0.0006	0.0116	0.0003
5	Minima	-5.61	-2.85	-25.7	-0.0029	-0.0033	-0.0005
5	Maxima	5.71	4.13	-7.36	-0.0008	-0.0006	0.0004
6	Minima	-5.17	-3.1	-4.44	-0.0032	-0.0083	-0.0002
6	Maxima	6.46	3.53	-0.7411	-0.0008	-0.0023	0.0001
7	Minima	-4.97	-3.3	-0.1021	-0.0032	-0.0036	-0.0002
7	Maxima	6.51	3.43	-0.03814	-0.0007	0.0014	0.0001
8	Minima	-4.99	-7.31	-0.03752	-0.0055	-0.0039	-0.0001
8	Maxima	6.51	7.35	-0.00627	0.0035	0.0043	0.0001
9	Minima	-5.97	-4.62	-0.2185	-0.0001	0.0009	-0.0003
9	Maxima	4.35	4.66	-0.08835	0.0010	0.0029	0.0003
10	Minima	-5.62	-4.3	-10.05	0.0001	0.0032	-0.0004
10	Maxima	4.77	4.24	-3.45	0.0008	0.0097	0.0004
11	Minima	-5.14	-3.1	-23.47	-0.0013	-0.0028	-0.0004
11	Maxima	5.18	2.84	-7.57	0.0026	-0.0009	0.0004
12	Minima	-6.41	-4.59	-3.16	-0.0002	0.0016	-0.0003
12	Maxima	4.52	4.67	-1.17	0.0007	0.0059	0.0004
13	Minima	-4.57	-3.13	-4.72	0.0001	-0.0079	-0.0003
13	Maxima	6.04	3.08	-1.38	0.0007	-0.0024	0.0003
14	Minima	-6.68	-5.64	0.01534	-0.0009	0.0006	-0.0006
14	Maxima	4.29	5.61	1.96	0.0006	0.0023	0.0007

15	Minima	-5.74	-4.18	-15.23	-0.0002	0.0025	-0.0002
15	Maxima	5.08	4.36	-4.48	0.0005	0.0096	0.0003
16	Minima	-5.38	-3.69	-24.62	-0.0022	-0.0028	-0.0003
16	Maxima	5.43	3.96	-6.5	0.0018	-0.0009	0.0003
17	Minima	-4.67	-3.65	-8.16	-0.0001	-0.0081	-0.0004
17	Maxima	6.27	3.79	-2.17	0.0004	-0.0018	0.0003
18	Minima	-4.46	-3.33	-3.13	-0.0001	-0.0040	-0.0006
18	Maxima	6.54	3.41	-1.17	0.0006	-0.0006	0.0005
19	Minima	-4.41	-7.33	-2.34	-0.0013	-0.0018	-0.0032
19	Maxima	6.61	7.36	-0.3544	0.0017	-0.0012	0.0032
20	Minima	-4.36	-3.36	-0.1752	0.0000	-0.0036	-0.0004
20	Maxima	6.16	3.4	-0.07289	0.0009	0.0000	0.0005
21	Minima	-4.37	-7.36	-0.05493	-0.0017	-0.0031	-0.0005
21	Maxima	6.16	7.37	-0.01906	0.0022	0.0032	0.0005
22	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
22	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
23	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
23	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
24	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
24	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
25	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
25	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
26	Minima	-5.61	-5.65	-0.0007904	-0.0012	-0.0009	-0.0006
26	Maxima	3.95	5.65	0.0807	0.0012	-0.0002	0.0006
27	Minima	-5.61	-4.65	-0.1959	-0.0007	0.0008	-0.0003
27	Maxima	3.98	4.65	-0.0779	0.0007	0.0028	0.0003
28	Minima	-5.28	-4.29	-9.76	-0.0005	0.0031	-0.0004
28	Maxima	4.38	4.29	-3.35	0.0005	0.0094	0.0004
29	Minima	-4.79	-2.99	-22.81	-0.0018	-0.0026	-0.0004
29	Maxima	4.77	2.99	-7.36	0.0018	-0.0009	0.0004
30	Minima	-4.25	-3.11	-4.54	-0.0003	-0.0077	-0.0003
30	Maxima	5.59	3.11	-1.34	0.0003	-0.0024	0.0003
31	Minima	-4.05	-3.38	-0.1556	-0.0005	-0.0034	-0.0004
31	Maxima	5.71	3.38	-0.06342	0.0005	-0.0001	0.0004
32	Minima	-4.05	-7.37	-0.04832	-0.0023	-0.0029	-0.0005
32	Maxima	5.71	7.37	-0.01772	0.0023	0.0029	0.0005
33	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
33	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
34	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
34	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
35	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
35	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
36	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
36	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
37	Minima	-6.28	-5.64	-0.003533	-0.0008	-0.0009	-0.0006
37	Maxima	4.7	5.66	0.0915	0.0012	-0.0002	0.0006
38	Minima	-6.29	-4.66	-0.2151	-0.0011	0.0008	-0.0003
38	Maxima	4.73	4.62	-0.08835	0.0001	0.0030	0.0003

39	Minima	-6.01	-4.24	-10.05	-0.0009	0.0032	-0.0004
39	Maxima	5.17	4.3	-3.45	-0.0001	0.0097	0.0004
40	Minima	-5.54	-2.83	-23.5	-0.0025	-0.0028	-0.0004
40	Maxima	5.59	3.11	-7.57	0.0013	-0.0009	0.0004
41	Minima	-4.98	-3.08	-4.67	-0.0008	-0.0079	-0.0003
41	Maxima	6.46	3.14	-1.38	-0.0003	-0.0024	0.0003
42	Minima	-4.77	-3.4	-0.1749	-0.0010	-0.0034	-0.0005
42	Maxima	6.58	3.35	-0.07289	0.0000	0.0001	0.0004
43	Minima	-4.77	-7.37	-0.05431	-0.0022	-0.0033	-0.0005
43	Maxima	6.58	7.36	-0.01906	0.0017	0.0034	0.0005
44	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
44	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
45	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
45	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
46	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
46	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
47	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
47	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
48	Minima	-6.99	-5.61	-0.03352	-0.0035	-0.0012	-0.0004
48	Maxima	5.64	5.66	0.05846	0.0014	0.0001	0.0002
49	Minima	-7.01	-4.67	-0.1151	0.0004	-0.0003	-0.0002
49	Maxima	5.68	4.55	-0.04344	0.0032	0.0032	0.0001
50	Minima	-6.84	-4.71	-8.65	0.0006	0.0034	-0.0003
50	Maxima	6.17	4.16	-3.37	0.0030	0.0076	0.0003
51	Minima	-6.43	-4	-15.81	0.0008	-0.0034	-0.0004
51	Maxima	6.54	2.85	-7.36	0.0026	-0.0004	0.0005
52	Minima	-6.01	-3.49	-4.2	0.0008	-0.0060	-0.0001
52	Maxima	7.38	3.07	-0.5419	0.0028	-0.0023	0.0002
53	Minima	-5.8	-3.42	-0.0866	0.0007	-0.0038	-0.0002
53	Maxima	7.41	3.29	-0.03814	0.0029	0.0017	0.0003
54	Minima	-5.82	-7.35	-0.04015	-0.0035	-0.0045	-0.0001
54	Maxima	7.41	7.31	-0.005861	0.0055	0.0049	0.0002
55	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
55	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
56	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
56	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
57	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
57	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
58	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
58	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
59	Minima	-6	-5.64	0.09081	-0.0005	0.0001	-0.0006
59	Maxima	4.07	5.63	0.9513	0.0006	0.0004	0.0006
60	Minima	-5.87	-4.63	-1.25	-0.0003	0.0011	-0.0003
60	Maxima	4.18	4.65	-0.4802	0.0002	0.0040	0.0003
61	Minima	-5.34	-4.36	-10.86	-0.0004	0.0021	-0.0002
61	Maxima	4.62	4.37	-3.14	0.0004	0.0080	0.0002
62	Minima	-4.95	-3.91	-19.56	-0.0021	-0.0022	-0.0003
62	Maxima	4.96	3.86	-5	0.0023	-0.0008	0.0003

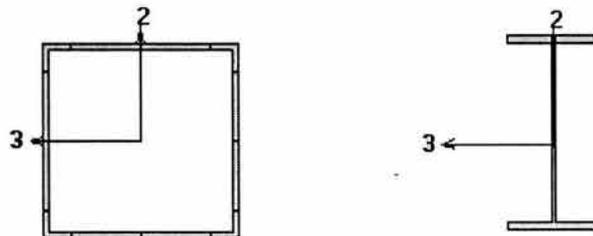
63	Minima	-4.34	-3.73	-5.53	-0.0005	-0.0069	-0.0003
63	Maxima	5.71	3.72	-1.27	0.0004	-0.0015	0.0004
64	Minima	-4.16	-3.37	-1.19	-0.0003	-0.0033	-0.0005
64	Maxima	5.94	3.39	-0.4516	0.0001	-0.0004	0.0006
65	Minima	-4.13	-7.36	-0.6221	-0.0010	-0.0015	-0.0030
65	Maxima	5.98	7.37	-0.223	0.0009	-0.0013	0.0030
66	Minima	-6.03	-5.63	0.09081	-0.0005	0.0001	-0.0006
66	Maxima	4.28	5.64	0.9311	0.0005	0.0005	0.0006
67	Minima	-5.93	-4.65	-1.27	-0.0002	0.0011	-0.0003
67	Maxima	4.39	4.63	-0.4802	0.0003	0.0040	0.0003
68	Minima	-5.5	-4.37	-10.86	-0.0003	0.0021	-0.0002
68	Maxima	4.82	4.36	-3.14	0.0004	0.0080	0.0002
69	Minima	-5.16	-3.87	-19.56	-0.0023	-0.0022	-0.0003
69	Maxima	5.17	3.92	-5	0.0021	-0.0008	0.0003
70	Minima	-4.55	-3.72	-5.54	-0.0004	-0.0069	-0.0004
70	Maxima	5.93	3.74	-1.27	0.0005	-0.0015	0.0003
71	Minima	-4.37	-3.39	-1.22	-0.0001	-0.0032	-0.0006
71	Maxima	6.16	3.36	-0.4516	0.0003	-0.0004	0.0005
72	Minima	-4.34	-7.37	-0.6724	-0.0009	-0.0015	-0.0030
72	Maxima	6.2	7.36	-0.2232	0.0010	-0.0013	0.0030
73	Minima	-7.1	-5.61	0.01534	-0.0006	0.0006	-0.0007
73	Maxima	4.86	5.64	2.27	0.0010	0.0023	0.0006
74	Minima	-6.89	-4.67	-2.94	-0.0006	0.0016	-0.0004
74	Maxima	5.08	4.59	-1.17	0.0002	0.0060	0.0003
75	Minima	-6.34	-4.36	-15.12	-0.0005	0.0025	-0.0003
75	Maxima	5.64	4.18	-4.48	0.0002	0.0096	0.0002
76	Minima	-5.99	-3.95	-24.59	-0.0019	-0.0028	-0.0003
76	Maxima	6.05	3.68	-6.5	0.0022	-0.0009	0.0003
77	Minima	-5.28	-3.78	-8.07	-0.0005	-0.0082	-0.0003
77	Maxima	6.93	3.64	-2.17	0.0003	-0.0018	0.0004
78	Minima	-5.07	-3.41	-2.95	-0.0006	-0.0041	-0.0005
78	Maxima	7.2	3.32	-1.17	0.0001	-0.0006	0.0006
79	Minima	-5.02	-7.36	-2.21	-0.0017	-0.0018	-0.0032
79	Maxima	7.3	7.33	-0.352	0.0013	-0.0012	0.0032
80	Minima	-5.84	-4.18	-15.23	-0.0089	0.0020	-0.0002
80	Maxima	4.99	4.34	-4.48	0.0086	0.0079	0.0003
81	Minima	-5.14	-3.49	-24.62	-0.0089	-0.0029	-0.0003
81	Maxima	5.69	3.7	-6.5	0.0086	-0.0010	0.0003
84	Minima	-4.62	-3.38	-8.16	-0.0089	-0.0071	-0.0004
84	Maxima	6.34	3.51	-2.17	0.0086	-0.0015	0.0003
87	Minima	-5.39	-4.26	-10.86	-0.0080	0.0017	-0.0003
87	Maxima	4.57	4.26	-3.14	0.0088	0.0064	0.0002
88	Minima	-4.74	-3.62	-19.56	-0.0080	-0.0022	-0.0003
88	Maxima	5.21	3.59	-5	0.0088	-0.0008	0.0003
89	Minima	-4.4	-3.56	-1.85	-0.0007	0.0004	-0.0027
89	Maxima	6.63	3.55	-0.6091	0.0012	0.0010	0.0026
90	Minima	-4.12	-3.58	-0.845	-0.0007	0.0005	-0.0027
90	Maxima	6	3.68	-0.1513	0.0006	0.0009	0.0027

91	Minima	-4.34	-3.68	-0.845	-0.0006	0.0005	-0.0027
91	Maxima	6.22	3.58	-0.2002	0.0007	0.0010	0.0027
92	Minima	-5.02	-3.56	-1.85	-0.0012	0.0004	-0.0026
92	Maxima	7.3	3.58	-0.6426	0.0007	0.0009	0.0027
95	Minima	-4.29	-3.45	-5.52	-0.0080	-0.0060	-0.0003
95	Maxima	5.77	3.46	-1.27	0.0088	-0.0013	0.0003
96	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
96	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
97	Minima	-5.55	-4.26	-10.86	-0.0089	0.0017	-0.0002
97	Maxima	4.78	4.27	-3.14	0.0081	0.0064	0.0003
98	Minima	-4.96	-3.59	-19.56	-0.0089	-0.0022	-0.0003
98	Maxima	5.43	3.62	-5	0.0081	-0.0008	0.0003
99	Minima	-4.51	-3.46	-5.53	-0.0089	-0.0060	-0.0003
99	Maxima	5.99	3.45	-1.27	0.0081	-0.0013	0.0003
100	Minima	-6.43	-4.33	-15.12	-0.0087	0.0020	-0.0003
100	Maxima	5.55	4.18	-4.48	0.0090	0.0079	0.0002
101	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
101	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
102	Minima	-5.75	-3.7	-24.59	-0.0087	-0.0029	-0.0003
102	Maxima	6.35	3.49	-6.5	0.0090	-0.0010	0.0003
103	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
103	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
104	Minima	-5.23	-3.5	-8.07	-0.0087	-0.0072	-0.0003
104	Maxima	7.01	3.37	-2.17	0.0090	-0.0015	0.0004
105	Minima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
105	Maxima	0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000
108	Minima	-6.73	-4.24	-8.66	-0.0017	0.0025	-0.0003
108	Maxima	6.1	4	-3.37	0.0055	0.0059	0.0003
109	Minima	-6.24	-3.41	-15.81	-0.0017	-0.0036	-0.0003
109	Maxima	6.74	3.09	-7.36	0.0055	-0.0001	0.0003
110	Minima	-5.89	-3.34	-4.2	-0.0017	-0.0054	-0.0001
110	Maxima	7.23	3.16	-0.5418	0.0055	-0.0020	0.0002
111	Minima	-5.92	-4	-11.29	-0.0052	0.0025	-0.0003
111	Maxima	5.34	4.27	-3.37	0.0017	0.0087	0.0003
112	Minima	-5.43	-3.09	-25.7	-0.0052	-0.0033	-0.0003
112	Maxima	5.89	3.44	-7.36	0.0017	-0.0003	0.0003
113	Minima	-5.07	-3.17	-4.44	-0.0052	-0.0073	-0.0002
113	Maxima	6.33	3.36	-0.7409	0.0017	-0.0020	0.0001
114	Minima	-5.54	-4.03	-10.05	-0.0050	0.0026	-0.0004
114	Maxima	4.75	4.03	-3.45	0.0062	0.0077	0.0004
115	Minima	-4.93	-3.08	-23.47	-0.0050	-0.0029	-0.0003
115	Maxima	5.41	3.05	-7.57	0.0062	-0.0008	0.0003
116	Minima	-4.49	-3.15	-4.72	-0.0050	-0.0070	-0.0003
116	Maxima	5.97	3.17	-1.38	0.0062	-0.0022	0.0003
125	Minima	-5.21	-4.04	-9.76	-0.0056	0.0025	-0.0004
125	Maxima	4.36	4.04	-3.35	0.0056	0.0075	0.0004
126	Minima	-4.59	-3.07	-22.81	-0.0056	-0.0027	-0.0003
126	Maxima	5	3.07	-7.36	0.0056	-0.0008	0.0003

127	Minima	-4.17	-3.16	-4.54	-0.0056	-0.0068	-0.0003
127	Maxima	5.53	3.16	-1.34	0.0056	-0.0021	0.0003
128	Minima	-5.93	-4.03	-10.05	-0.0062	0.0026	-0.0004
128	Maxima	5.14	4.03	-3.45	0.0050	0.0077	0.0004
129	Minima	-5.34	-3.05	-23.5	-0.0062	-0.0029	-0.0003
129	Maxima	5.83	3.08	-7.57	0.0050	-0.0007	0.0003
130	Minima	-4.89	-3.17	-4.67	-0.0062	-0.0070	-0.0003
130	Maxima	6.39	3.15	-1.38	0.0050	-0.0022	0.0003

### FUERZAS

En la tabla que se presenta a continuación se muestran las fuerzas máximas y mínimas por cada elemento. La primer columna de izquierda a derecha se refiere al número de elemento, la segunda al tipo de fuerza (máxima o mínima), la tercera es la fuerza axial, la cuarta es la fuerza cortante en la dirección local 2, la quinta es la fuerza cortante en la dirección local 3, la sexta es el momento torsionante, la séptima es el momento flexionante alrededor del eje local 2 y la octava es el momento flexionante alrededor del eje local 3. Las unidades vienen indicadas entre paréntesis. Para poder entender completamente la tabla se necesita una figura que esquematice las direcciones locales y se presentará a continuación:



**Figura 53**

ELEMENTO	Fuerza	$P$ (kg)	$V_2$ (kg)	$V_3$ (kg)	$T$ (kg)	$M_2$ (kg m)	$M_3$ (kg m)
1	Minima	-19777	-11840	-1072	4	-6805	-1110196
1	Maxima	21424	110550	891	42	8375	176762
2	Minima	-21562	-30254	-307	-31	-2603	-694917
2	Maxima	21830	73850	358	-3	2302	192047
3	Minima	-80739	-74693	-4	-2	-137	-924770
3	Maxima	-16452	-8896	4	1	169	-8368
4	Minima	-78846	-43673	-4	-2	-80	-78337
4	Maxima	-14734	10563	4	1	105	365883
5	Minima	-79265	-2455	-4	-1	-121	-266069
5	Maxima	-15363	50738	4	1	117	365883

6	Minima	-80317	10011	-4	-1	-159	-760077
6	Maxima	-16896	68472	4	1	150	-58001
7	Minima	7446	-2	0	0	0	0
7	Maxima	73775	0	0	0	0	24
8	Minima	-87599	-112197	-18	-5	-641	-1420990
8	Maxima	-20388	-13879	19	6	661	-25914
9	Minima	-84893	-64962	-18	-5	-385	-154318
9	Maxima	-19327	11954	19	6	393	556179
10	Minima	-85331	-1601	-18	-7	-548	-363305
10	Maxima	-19616	72904	19	6	516	556179
11	Minima	-86778	15010	-18	-7	-704	-1074232
11	Maxima	-20447	98562	19	6	665	-84001
12	Minima	7446	-3	0	0	0	5
12	Maxima	73771	0	0	0	0	106
13	Minima	-5111	-28047	-27091	-3337	-205863	-213550
13	Maxima	102393	23932	25493	3390	197573	196081
14	Minima	-480905	-89477	-52742	-4605	-487673	-666031
14	Maxima	-107634	31540	63180	4329	487195	714598
15	Minima	-406553	-21271	-32388	-6074	-347365	-638967
15	Maxima	-82307	79157	43111	7042	340255	623586
16	Minima	-8390	4345	-394	0	-3414	-958156
16	Maxima	5958	91829	411	7	3310	-4
17	Minima	-91555	-94140	-20	-5	-748	-958257
17	Maxima	-6624	-4968	19	4	698	64292
18	Minima	-88784	-48704	-20	-5	-459	16320
18	Maxima	-6186	13548	19	4	429	528323
19	Minima	-89457	1481	-20	-4	-515	-231762
19	Maxima	-6411	59969	19	6	559	528323
20	Minima	-90936	5853	-20	-4	-672	-830730
20	Maxima	-6674	84849	19	6	728	-36535
22	Minima	-77060	-13210	-52217	-2679	-389910	-133000
22	Maxima	-10782	23459	54532	2832	400870	197304
23	Minima	-18333	-9863	-1017	-18	-7855	-1052256
23	Maxima	19842	104765	1017	18	7855	163064
24	Minima	-87318	-107765	-19	-6	-686	-1363255
24	Maxima	-20781	-13577	19	6	686	-25278
25	Minima	-84673	-62223	-19	-6	-411	-148015
25	Maxima	-19741	11752	19	6	411	531111
26	Minima	-85098	-1521	-19	-6	-556	-346931
26	Maxima	-20022	69767	19	6	556	531111
27	Minima	-86511	14721	-19	-6	-716	-1027792
27	Maxima	-20841	94458	19	6	716	-82287
28	Minima	-8402	-63542	-638	-7	-9832	-637266
28	Maxima	5143	27071	638	7	9832	58161
29	Minima	-5225	-25991	-25634	-3350	-198775	-198180
29	Maxima	94408	22035	25634	3350	198775	181422
30	Minima	-419378	-83749	-56257	-4356	-453194	-622195
30	Maxima	-94355	28056	56257	4356	453194	670052

31	Minima	-351386	-18961	-36270	-6640	-303996	-598831
31	Maxima	-70780	73978	36270	6640	303996	581122
32	Minima	-68735	-12108	-51861	-2780	-388487	-123943
32	Maxima	-10123	21811	51861	2780	388487	183161
33	Minima	-20807	-14020	-908	-37	-8520	-1141427
33	Maxima	23016	113931	1089	-4	6950	190815
34	Minima	-86144	-112197	-19	-6	-666	-1420990
34	Maxima	-20388	-13879	18	5	647	-25914
35	Minima	-83438	-64962	-19	-6	-396	-154318
35	Maxima	-19327	11891	18	5	388	556179
36	Minima	-83880	-1773	-19	-6	-520	-363305
36	Maxima	-19616	72904	18	7	552	556179
37	Minima	-85327	15010	-19	-6	-670	-1074232
37	Maxima	-20447	98562	18	7	709	-84001
38	Minima	-8987	-66038	-650	-5	-9950	-661737
38	Maxima	5370	29506	619	7	9975	68464
39	Minima	-7484	-29398	-25632	-3390	-198643	-223585
39	Maxima	106435	25892	27366	3337	207219	205766
40	Minima	-480905	-92622	-62778	-4309	-486588	-691590
40	Maxima	-107634	36092	52740	4585	482080	737570
41	Minima	-406553	-23755	-42237	-6946	-335695	-665919
41	Maxima	-82307	82997	32388	5978	337977	657886
42	Minima	-77060	-14141	-54426	-2806	-400365	-140634
42	Maxima	-10778	24903	52159	2654	389481	209997
43	Minima	-23825	-34641	-353	3	-2283	-755529
43	Maxima	24948	80563	301	31	2544	219575
44	Minima	-63377	-62071	-4	-1	-166	-765369
44	Maxima	-12936	-8896	4	2	133	-4658
45	Minima	-62353	-35939	-4	-1	-102	-78822
45	Maxima	-11218	8374	4	2	78	307806
46	Minima	-62299	-2783	-4	-1	-116	-242842
46	Maxima	-11893	41853	4	1	120	307806
47	Minima	-62870	10011	-4	-1	-149	-629568
47	Maxima	-13426	56787	4	1	157	-58001
48	Minima	-7134	-36321	-169	-7	-2929	-444403
48	Maxima	2040	21837	187	4	2815	83153
49	Minima	-40208	-31520	-24630	-2326	-193502	-242058
49	Maxima	69650	30110	17649	1120	166223	220187
50	Minima	-224707	-89784	-30294	-3537	-552854	-700556
50	Maxima	-50508	46078	69024	1170	512189	684809
51	Minima	-203030	-31921	-13754	-2065	-430603	-568187
51	Maxima	-40589	76533	50521	4075	375209	652520
52	Minima	-49503	-15057	-38644	-419	-327004	-150049
52	Maxima	-3635	23669	47047	794	365316	216216
53	Minima	-361	4358	-527	-4	-4182	-935348
53	Maxima	10253	88550	511	1	4303	-3
54	Minima	-72126	-87327	-20	-4	-755	-935403
54	Maxima	-4289	-4622	17	5	615	13738

55	Minima	-69565	-45324	-20	-4	-470	7619
55	Maxima	-3895	10703	17	5	368	470709
56	Minima	-70065	1356	-20	-6	-500	-207610
56	Maxima	-4091	53732	17	5	531	470709
57	Minima	-71432	5316	-20	-6	-644	-747105
57	Maxima	-4328	76716	17	5	697	-33723
59	Minima	-361	4358	-511	-1	-4304	-935348
59	Maxima	10205	88550	527	4	4183	-3
60	Minima	-72126	-87327	-22	-5	-818	-935403
60	Maxima	-4289	-4622	16	4	564	13738
61	Minima	-69565	-45324	-22	-5	-506	7538
61	Maxima	-3895	10703	16	4	340	470709
62	Minima	-70065	1354	-22	-5	-452	-207610
62	Maxima	-4091	53732	16	6	591	470709
63	Minima	-71432	5316	-22	-5	-583	-747105
63	Maxima	-4328	76716	16	6	773	-33723
65	Minima	-8390	4345	-412	-8	-3326	-958156
65	Maxima	1858	91829	396	0	3429	-4
66	Minima	-91555	-94140	-22	-4	-864	-958257
66	Maxima	-6624	-4968	17	5	619	64292
67	Minima	-88784	-48704	-22	-4	-543	16320
67	Maxima	-6186	13548	17	5	369	528323
68	Minima	-89457	1481	-22	-6	-510	-231762
68	Maxima	-6411	59969	17	4	584	528323
69	Minima	-90936	5853	-22	-6	-656	-830730
69	Maxima	-6674	84849	17	4	771	-36535
71	Minima	-10532	-27297	-91	-14	-1791	-180449
71	Maxima	19424	3709	242	-2	1837	183696
72	Minima	-7287	-2984	-242	1	-1636	-138715
72	Maxima	13427	25187	193	6	1629	184961
73	Minima	-8714	-23306	-183	-6	-1658	-138708
73	Maxima	14603	2630	245	-1	1655	150977
74	Minima	-8768	-2630	-250	1	-1680	-138708
74	Maxima	14033	23383	186	6	1691	171389
75	Minima	-7245	-25187	-190	-6	-1616	-138715
75	Maxima	13971	2984	238	-1	1599	159442
76	Minima	-10572	-3709	-256	2	-1890	-180449
76	Maxima	18333	27661	95	14	1956	211870
77	Minima	-2612	-21236	-23	-14	-1262	-180437
77	Maxima	10204	3029	187	-2	1549	166098
78	Minima	-35411	20333	-256	-47	-2930	-919052
78	Maxima	6927	133536	413	-2	3263	948388
79	Minima	-22647	-114412	-369	-1	-2898	-835718
79	Maxima	9595	-16768	427	27	2862	599006
80	Minima	-22631	12791	-446	-28	-3012	-649869
80	Maxima	9591	97427	356	0	3012	599007
81	Minima	-22631	-97427	-370	0	-2880	-606415
81	Maxima	9591	-12791	430	28	2920	599007

82	Minima	-22647	16768	-429	-27	-2981	-835718
82	Maxima	9595	114412	355	1	2803	599006
83	Minima	-39417	-133536	-434	2	-3077	-919052
83	Maxima	6927	-20333	163	47	3524	948388
84	Minima	-39795	10375	-104	-54	-2578	-552753
84	Maxima	6904	92574	320	-3	2511	948388
85	Minima	-32673	14716	-262	-2	-2870	-794431
85	Maxima	9674	116155	222	33	2503	816526
86	Minima	7446	1	0	0	-1	-50
86	Maxima	73770	6	0	0	1	106
87	Minima	-20592	-97545	-403	-29	-2677	-709977
87	Maxima	11641	-9672	118	8	2765	500471
88	Minima	-20618	9580	-138	-6	-2716	-510519
88	Maxima	11640	82696	410	29	2813	500467
89	Minima	-20618	-82696	-400	-29	-2611	-509516
89	Maxima	11640	-7056	117	6	2789	500467
90	Minima	-20592	12970	-142	-9	-2713	-709977
90	Maxima	11641	97545	404	31	2739	500471
91	Minima	-45536	-116155	-110	-35	-2469	-794431
91	Maxima	9674	-12765	262	3	2709	816526
92	Minima	-32696	7668	-363	-6	-3789	-430461
92	Maxima	9646	82848	63	50	2294	816516
93	Minima	-15157	-7483	-667	-6	-6136	-291319
93	Maxima	7184	30632	586	17	5517	113704
94	Minima	-4958	-24795	-713	-18	-5990	-239408
94	Maxima	2155	6068	716	6	5989	82158
95	Minima	-6562	-7530	-728	-6	-6082	-235240
95	Maxima	2153	24311	685	17	5783	111328
96	Minima	-6812	-23384	-691	-17	-6121	-229791
96	Maxima	2153	7515	734	6	5821	111134
97	Minima	-5234	-6084	-710	-7	-5951	-246714
97	Maxima	2155	25860	708	19	5950	82351
98	Minima	-15519	-29383	-588	-18	-6150	-283015
98	Maxima	7179	7468	669	6	5531	113704
99	Minima	-14034	-11010	-584	-10	-5687	-296945
99	Maxima	5651	27094	478	23	4864	216917
100	Minima	7446	-6	0	0	0	-50
100	Maxima	73774	-1	0	0	0	0
102	Minima	-491	0	0	-1	0	0
102	Maxima	-49	0	0	1	0	0
104	Minima	21	0	0	-1	0	0
104	Maxima	209	0	0	1	0	0
105	Minima	41	0	0	0	0	0
105	Maxima	410	0	0	0	0	0
106	Minima	6563	-1	0	0	0	0
106	Maxima	63238	0	0	0	0	9
107	Minima	6562	-3	0	0	0	3
107	Maxima	63235	0	0	0	0	96

108	Minima	6562	1	0	0	-1	-45
108	Maxima	63234	6	0	0	1	96
109	Minima	6562	-5	0	0	0	-45
109	Maxima	63237	-1	0	0	0	0
110	Minima	-421	0	0	-1	0	0
110	Maxima	-43	0	0	1	0	0
111	Minima	18	0	0	0	0	0
111	Maxima	178	0	0	1	0	0
112	Minima	36	0	0	0	0	0
112	Maxima	353	0	0	0	0	0
113	Minima	6563	-1	0	0	0	0
113	Maxima	63238	0	0	0	0	9
114	Minima	6562	-3	0	0	0	3
114	Maxima	63235	0	0	0	0	96
115	Minima	6562	1	0	0	-1	-45
115	Maxima	63234	6	0	0	1	96
116	Minima	6562	-5	0	0	0	-45
116	Maxima	63237	-1	0	0	0	0
117	Minima	-421	0	0	-1	0	0
117	Maxima	-43	0	0	1	0	0
118	Minima	18	0	0	0	0	0
118	Maxima	178	0	0	1	0	0
119	Minima	36	0	0	0	0	0
119	Maxima	353	0	0	0	0	0
120	Minima	7446	-2	0	0	0	0
120	Maxima	73775	0	0	0	0	24
121	Minima	7446	-3	0	0	0	5
121	Maxima	73771	0	0	0	0	106
122	Minima	7446	1	0	0	-1	-50
122	Maxima	73770	6	0	0	1	106
123	Minima	7446	-6	0	0	0	-50
123	Maxima	73774	-1	0	0	0	0
124	Minima	-491	0	0	-1	0	0
124	Maxima	-49	0	0	1	0	0
125	Minima	21	0	0	0	0	0
125	Maxima	209	0	0	1	0	0
126	Minima	41	0	0	0	0	0
126	Maxima	410	0	0	0	0	0
127	Minima	-9766	-73599	-1105	-2	-12908	-830671
127	Maxima	5407	-3161	1130	2	12655	12554
128	Minima	-1261	-26646	-1579	-2	-12908	-65801
128	Maxima	1444	17614	1549	2	12655	51898
129	Minima	-1807	-67258	-1126	-1	-12639	-747069
129	Maxima	9602	-2903	1097	1	12954	14344
130	Minima	-1097	-23919	-1594	-1	-12639	-51703
130	Maxima	1387	16727	1634	1	12954	52021
131	Minima	-1807	-67258	-1097	-1	-12953	-747069
131	Maxima	9558	-2903	1126	1	12638	14344

132	Minima	-1097	-23919	-1634	-1	-12953	-51703
132	Maxima	1387	16727	1594	1	12638	52021
133	Minima	-9766	-73599	-1125	-2	-12599	-830671
133	Maxima	1727	-3161	1100	2	12852	12554
134	Minima	-1261	-26646	-1542	-2	-12599	-65801
134	Maxima	1444	17614	1572	2	12852	51898
135	Minima	-8278	-43952	-188	-4	-2836	-422564
135	Maxima	1914	20341	170	7	2941	72628
136	Minima	-8987	-66038	-620	-7	-9984	-661737
136	Maxima	5365	28641	650	5	9957	63260
137	Minima	-14769	0	0	0	0	0
137	Maxima	15662	0	0	0	0	0
138	Minima	-14081	0	0	0	0	0
138	Maxima	16192	0	0	0	0	0
139	Minima	-14216	0	0	0	0	0
139	Maxima	16419	0	0	0	0	0
140	Minima	-14645	0	0	0	0	0
140	Maxima	15534	0	0	0	0	0
141	Minima	-2607	-3029	-200	2	-1326	-180437
141	Maxima	9513	23373	26	14	1668	177663
142	Minima	-13656	-26158	-487	-21	-5756	-293331
142	Maxima	5605	10991	592	9	4933	216625
143	Minima	-35571	-92574	-320	3	-2545	-521155
143	Maxima	6904	-10375	199	54	2757	948388
144	Minima	-32696	-82848	-212	-46	-3412	-397614
144	Maxima	9646	-6760	317	4	2343	816516
145	Minima	-9821	0	0	0	0	0
145	Maxima	18574	0	0	0	0	0
146	Minima	-9076	0	0	0	0	0
146	Maxima	18318	0	0	0	0	0
147	Minima	-4601	0	0	0	0	0
147	Maxima	3364	0	0	0	0	0
148	Minima	-4565	0	0	0	0	0
148	Maxima	2892	0	0	0	0	0
149	Minima	-4505	0	0	0	0	0
149	Maxima	3442	0	0	0	0	0
150	Minima	-4594	0	0	0	0	0
150	Maxima	2827	0	0	0	0	0
151	Minima	-694	0	0	0	0	0
151	Maxima	7806	0	0	0	0	0
152	Minima	-599	0	0	0	0	0
152	Maxima	7879	0	0	0	0	0
154	Minima	-35787	-28654	-17764	-1030	-177785	-220522
154	Maxima	66009	26342	25802	2179	199047	197973
155	Minima	6110	0	0	0	0	-7
155	Maxima	25760	0	0	0	0	1
156	Minima	-1833	0	0	0	0	0
156	Maxima	7879	0	0	0	0	0

157	Minima	-224707	-83423	-66180	-1294	-499902	-647211
157	Maxima	-50508	38427	30306	3161	521254	640001
158	Minima	-203030	-27070	-47514	-3798	-360089	-520702
158	Maxima	-40589	69238	20909	1788	397762	583642
159	Minima	-47729	-13296	-46668	-786	-363586	-133344
159	Maxima	-2843	20992	38596	337	326622	190855
160	Minima	-1732	0	0	0	0	0
160	Maxima	7806	0	0	0	0	0
161	Minima	6109	-1	0	0	0	-7
161	Maxima	25759	0	0	0	0	26
162	Minima	6109	0	0	0	0	-22
162	Maxima	25759	2	0	0	0	26
163	Minima	6109	-3	0	0	0	-22
163	Maxima	25760	0	0	0	0	0
164	Minima	-172	0	0	0	0	0
164	Maxima	-41	0	0	0	0	0
165	Minima	34	0	0	0	0	0
165	Maxima	144	0	0	0	0	0
166	Minima	6110	0	0	0	0	-6
166	Maxima	30282	0	0	0	0	1
167	Minima	6109	-1	0	0	0	-6
167	Maxima	30280	0	0	0	0	32
168	Minima	6109	0	0	0	0	-22
168	Maxima	30279	2	0	0	0	32
169	Minima	-9162	0	0	0	0	0
169	Maxima	19439	0	0	0	0	0
170	Minima	-9604	0	0	0	0	0
170	Maxima	17710	0	0	0	0	0
171	Minima	6109	-3	0	0	0	-22
171	Maxima	30281	-1	0	0	0	0
172	Minima	-202	0	0	0	0	0
172	Maxima	-41	0	0	0	0	0
173	Minima	17	0	0	0	0	0
173	Maxima	86	0	0	0	0	0
174	Minima	34	0	0	0	0	0
174	Maxima	169	0	0	0	0	0
175	Minima	6250	0	0	0	0	-6
175	Maxima	30856	0	0	0	0	0
176	Minima	6250	-1	0	0	0	-6
176	Maxima	30854	0	0	0	0	30
177	Minima	6250	0	0	0	0	-18
177	Maxima	30854	2	0	0	0	30
178	Minima	6250	-2	0	0	0	-18
178	Maxima	30855	-1	0	0	0	0
179	Minima	-207	0	0	0	0	0
179	Maxima	-42	0	0	0	0	0
180	Minima	18	0	0	0	0	0
180	Maxima	88	0	0	0	0	0

181	Minima	35	0	0	0	0	0
181	Maxima	173	0	0	0	0	0
189	Minima	6057	0	0	0	0	-5
189	Maxima	29340	0	0	0	0	0
190	Minima	6057	-1	0	0	0	-5
190	Maxima	29338	0	0	0	0	28
191	Minima	6057	0	0	0	0	-17
191	Maxima	29338	2	0	0	0	28
192	Minima	6057	-2	0	0	0	-17
192	Maxima	29339	-1	0	0	0	0
193	Minima	-196	0	0	0	0	0
193	Maxima	-40	0	0	0	0	0
194	Minima	17	0	0	0	0	0
194	Maxima	84	0	0	0	0	0
195	Minima	34	0	0	0	0	0
195	Maxima	164	0	0	0	0	0
196	Minima	6250	0	0	0	0	-6
196	Maxima	30856	0	0	0	0	0
197	Minima	6250	-1	0	0	0	-6
197	Maxima	30854	0	0	0	0	30
198	Minima	6250	0	0	0	0	-18
198	Maxima	30854	2	0	0	0	30
199	Minima	6250	-2	0	0	0	-18
199	Maxima	30855	-1	0	0	0	0
200	Minima	-207	0	0	0	0	0
200	Maxima	-42	0	0	0	0	0
201	Minima	18	0	0	0	0	0
201	Maxima	88	0	0	0	0	0
202	Minima	35	0	0	0	0	0
202	Maxima	173	0	0	0	0	0
203	Minima	17	0	0	0	0	0
203	Maxima	73	0	0	0	0	0

### REACCIONES

En la tabla que se presenta a continuación, se muestran las reacciones máximas y mínimas por nudo. De izquierda a derecha se tienen primero las reacciones en “x”, “y” y “z” respectivamente y posteriormente las reacciones de momento respecto a los tres ejes.

NUDO	Reacción	$R_x$ (kg)	$R_y$ (kg)	$R_z$ (kg)	$M_x$ (kg)	$M_y$ (kg)	$M_z$ (kg)
22	Minima	-23932	-25493	-93269	-205863	-172776	-3390
22	Maxima	28047	27091	5111	197573	213550	3337
23	Minima	-31540	-63180	121113	-434425	-317597	-4329
23	Maxima	89477	52742	480905	487195	666031	4605
24	Minima	-79157	-43111	96240	-282909	-623586	-7042
24	Maxima	21271	32388	406553	340255	259961	6074

25	Minima	-23459	-54532	17979	-389910	-197304	-2832
25	Maxima	13210	52217	77060	400870	124000	2679
33	Minima	-22035	-25634	-85284	-198775	-158768	-3350
33	Maxima	25991	25634	5225	198775	198180	3350
34	Minima	-28056	-56257	107833	-453194	-286584	-4356
34	Maxima	83749	56257	419378	453194	622195	4356
35	Minima	-73978	-36270	84713	-303996	-581122	-6640
35	Maxima	18961	36270	351386	303996	236319	6640
36	Minima	-21811	-51861	17319	-388487	-183161	-2780
36	Maxima	12108	51861	68735	388487	114018	2780
44	Minima	-25892	-27366	-97311	-198643	-187340	-3337
44	Maxima	29398	25632	7484	207219	223585	3390
45	Minima	-36092	-52740	121113	-486588	-354628	-4585
45	Maxima	92622	62778	480905	434406	691590	4309
46	Minima	-82997	-32388	96240	-335695	-657886	-5978
46	Maxima	23755	42236	406553	282897	282125	6946
47	Minima	-24903	-52159	17975	-400365	-209997	-2654
47	Maxima	14141	54426	77060	389481	132188	2806
55	Minima	-30110	-17649	-60526	-193502	-220187	-1120
55	Maxima	31520	24630	40208	160039	242058	2326
56	Minima	-46078	-69024	63986	-323291	-439539	-1170
56	Maxima	89784	30294	224706	512189	700556	3537
57	Minima	-76533	-50521	54522	-187804	-652520	-4075
57	Maxima	31921	13754	203030	375209	356735	2065
58	Minima	-23669	-47047	12431	-327004	-216216	-794
58	Maxima	15057	38644	49503	365316	150049	419
96	Minima	-26342	-25802	-56885	-160990	-192689	-2179
96	Maxima	28654	17764	35787	199047	220522	1030
101	Minima	-38427	-30306	63986	-499902	-375138	-3161
101	Maxima	83423	66180	224706	323379	647211	1294
103	Minima	-69238	-20909	54522	-360089	-583642	-1788
103	Maxima	27070	47514	203030	187908	311144	3798
105	Minima	-20992	-38596	11639	-363586	-190855	-337
105	Maxima	13296	46668	47729	326622	133344	786

## V. DISEÑO ESTRUCTURAL

### V. A. REVISIÓN POR ESTADOS LÍMITE DE FALLA

De acuerdo con el RCDF según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que actúe en ella o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que él o los valores de diseño de dichas fuerzas o momentos internos. Las resistencias de diseño deben incluir el factor de reducción  $F_R$  correspondiente. Las fuerzas y momentos de diseño se obtienen, en general, multiplicando por el factor de carga correspondiente los valores de las fuerzas y momentos internos calculados bajo acciones nominales. Al final del capítulo anterior se presentaron, a manera de tablas, los resultados del análisis realizado por el programa SAP2000 en los cuáles se consideraron ya los factores de carga correspondientes. En las figuras que se muestran a continuación, se presentan los nudos y los elementos numerados para poder distinguirlos y para poder saber qué fuerzas están actuando en cuáles elementos y que desplazamientos y reacciones tiene cada nudo.

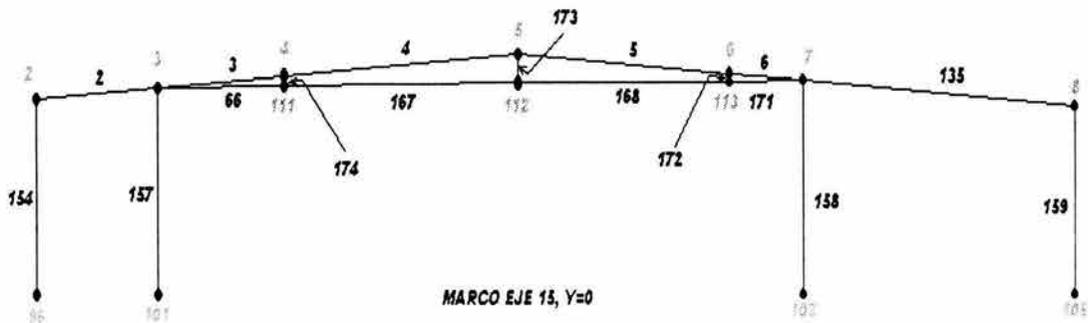


Figura 54

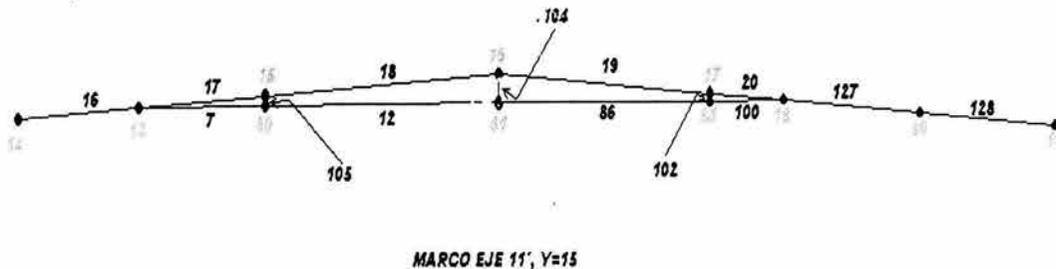


Figura 55

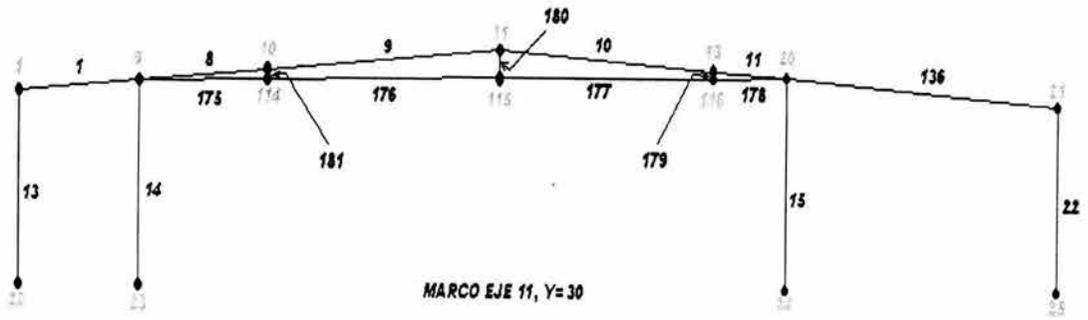


Figura 56

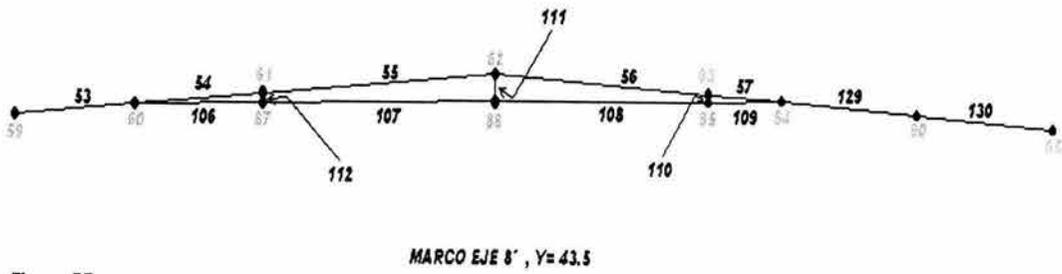


Figura 57

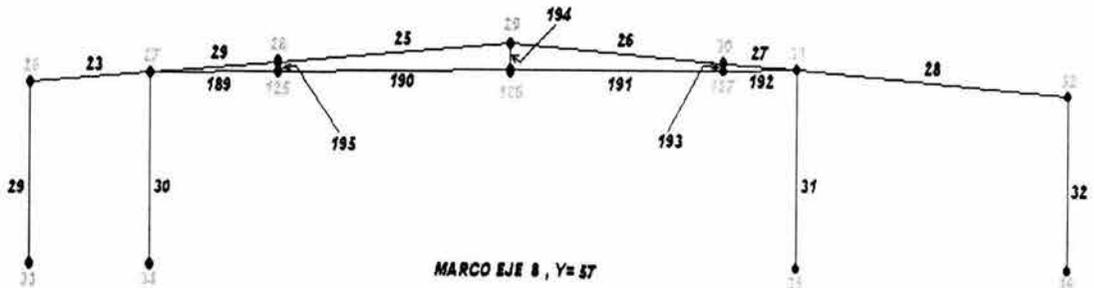


Figura 58

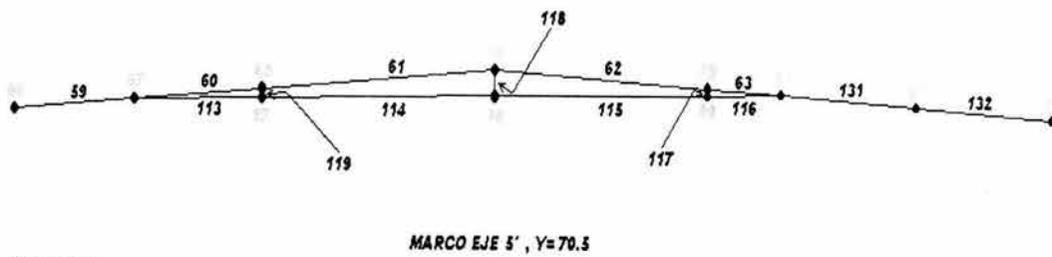


Figura 59

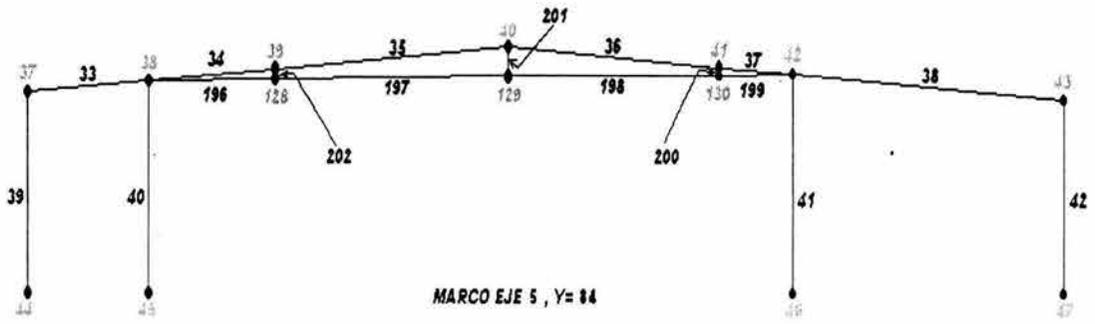


Figura 60

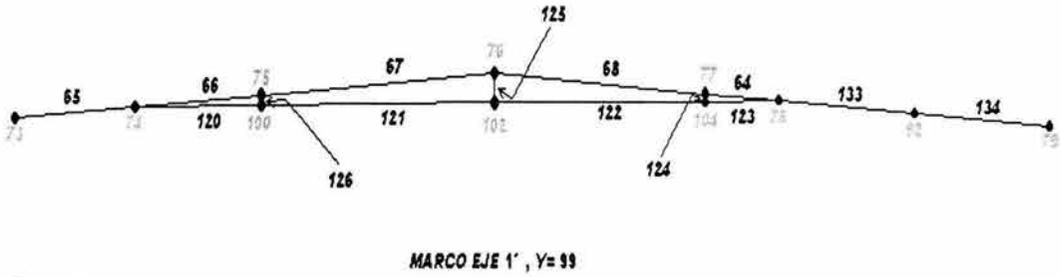


Figura 61

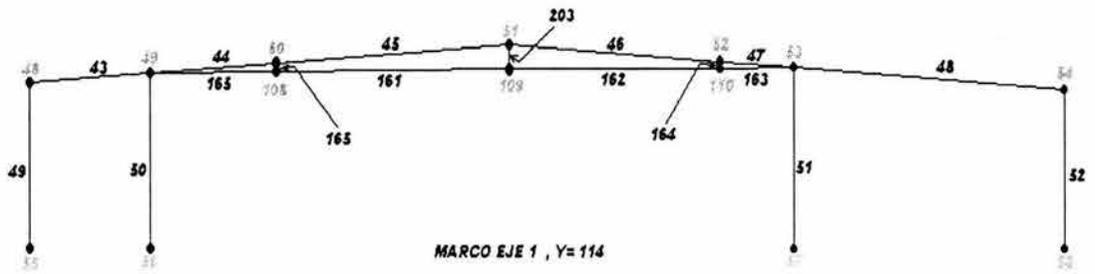


Figura 62

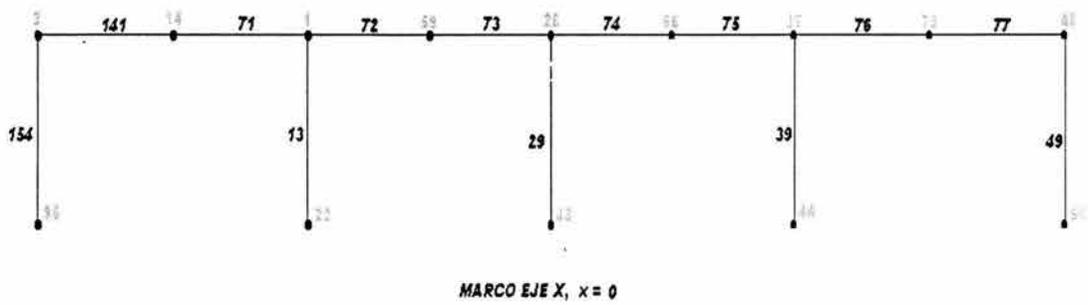
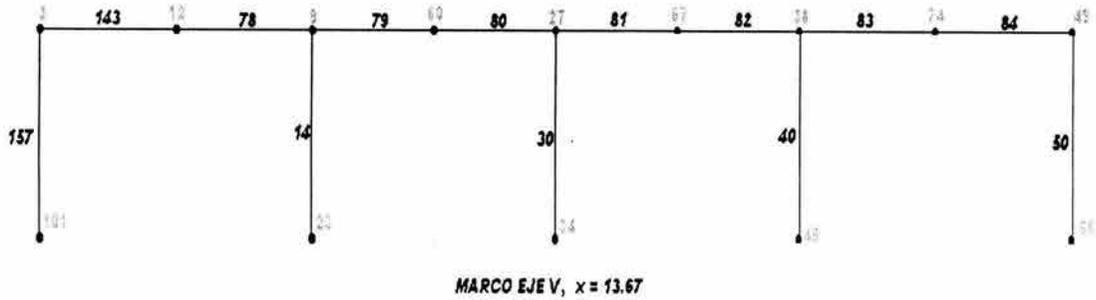
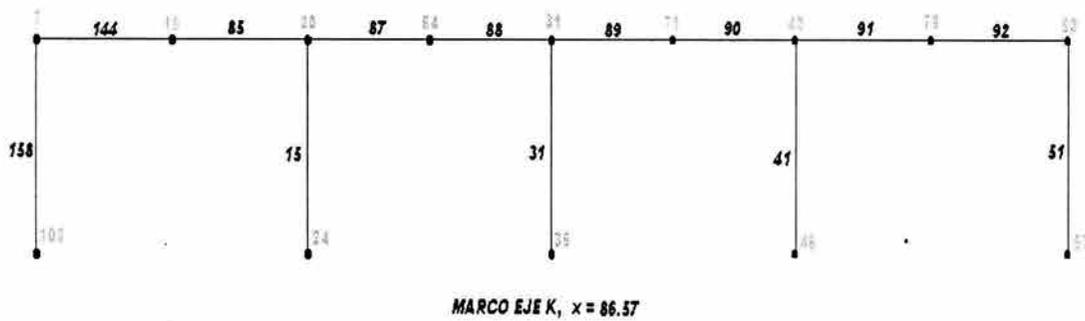


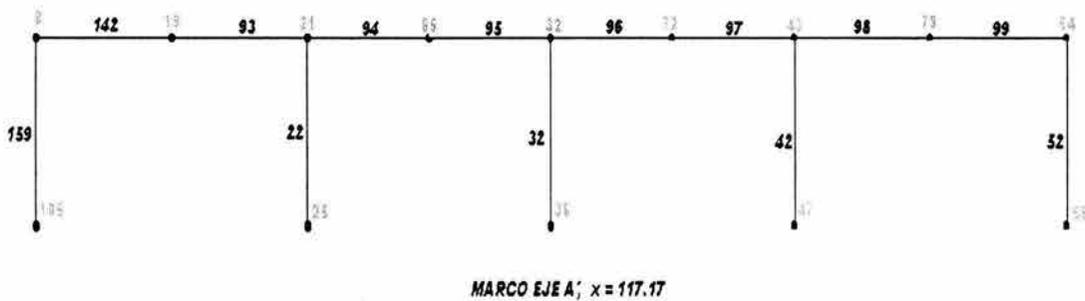
FIGURA 63



**FIGURA 64**



**FIGURA 65**



**FIGURA 66**

Una vez que se tienen identificados todos los elementos que componen la estructura, y los elementos mecánicos para cada uno de ellos, lo que a continuación se desarrollará es una clasificación que hace el RCDF del tipo de secciones en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, en compresión debida a flexión o en flexocompresión y de acuerdo a las condiciones que se especifican a continuación.

Secciones tipo 1: (secciones para diseño plástico) pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos en la estructura.

Secciones tipo 2: (secciones compactas) pueden alcanzar el momento plástico pero no tienen capacidad de rotación bajo momento constante de esa magnitud.

Secciones tipo 3: (secciones no compactas) pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico.

Secciones tipo 4: (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de algunos de los elementos planos que las componen.

A continuación se presenta una tabla con los valores máximos (que no se deben de exceder) de las relaciones ancho/grueso de los elementos planos para los tipos de sección 1, 2 y 3. Los valores que excedan los del tipo 3 serán del tipo 4 y se presentará una segunda tabla para éstos.

Descripción del elemento	Clasificación de las secciones		
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Patines de secciones I, H ó T, y canales, en flexión	$\frac{460}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{540}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{830}{\sqrt{F_y}}$
Patines de secciones I, H ó T, y canales, en compresión pura	$\frac{830}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{830}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{830}{\sqrt{F_y}}$
Patines de secciones en cajón, laminadas o soldadas, en flexión	$\frac{1600}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{1600}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$
Almas de secciones I ó H y placas de secciones en cajón, en compresión pura	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$
Almas en flexión	$\frac{3500}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{5300}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{8000}{\sqrt{F_y}}$

Almas flexocomprimidas	Si $P_u/P_y \leq 0.28$ $\frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1 - 1.4P_u / P_y)$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$ $\frac{5300}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7P_u / P_y)$	Si $P_u/P_y \leq 0.15$ $\frac{8000}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7P_u / P_y)$
	Si $P_u/P_y > 0.28$ $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	Si $P_u/P_y > 0.15$ $\frac{3339}{\sqrt{F_y}} (1 - 0.37P_u / P_y)$	Si $P_u/P_y > 0.15$ $\frac{5228}{\sqrt{F_y}} (1 - 0.598P_u / P_y)$

En la siguiente tabla, para secciones tipo 4, se hace una diferencia entre elementos planos atiesados y elementos planos no atiesados, refiriéndose los primeros a aquellos que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de

compresión. Reciben el nombre de no atiesados los que están apoyados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión.  $\sqrt{F_y}$

Descripción del elemento	SECCIONES TIPO 4	
	Elementos planos atiesados	Elementos planos no atiesados
Patines comprimidos de vigas y trabes armadas		Si $830/\sqrt{F_y} < b/t < 1470/\sqrt{F_y}$ $Q_s = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y}$ Si $b/t \geq 1470/\sqrt{F_y}$ $Q_s = 1400000 / [F_y(b/t)^2]$
Patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas con paredes de grueso uniforme	$b_e = 2730t/\sqrt{f} \times [1 - 540 / (b/t) \sqrt{f}] \leq b$	
Cualquier otro elemento plano comprimido uniformemente	$b_e = 2730t/\sqrt{f} \times [1 - 480 / (b/t) \sqrt{f}] \leq b$	

Donde:

- $Q_s$  es un factor de reducción que se aplica a la resistencia de diseño
- $b_e$  es el ancho efectivo reducido que se utilizará para el cálculo de las propiedades geométricas que se emplearán para determinar la resistencia de diseño
- $b$  es el ancho del elemento comprimido
- $t$  es el grueso del elemento comprimido
- $f$  es el esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado

Para determinar la resistencia de diseño de miembros en los que en su sección transversal contienen elementos planos tanto atiesados como no atiesados, interviene el factor  $Q = Q_s Q_a$ . El esfuerzo  $f$  que se utiliza para calcular el ancho efectivo  $b_e$  tiene que ser menor o igual que el producto  $Q_s F_y$  correspondiente al elemento atiesado con mayor relación  $b/t$ .

El factor de área (así nombrado en el RCDF)  $Q_a$ , es el cociente del área efectiva de la sección dividida entre su área total. El área efectiva, a su vez, es igual al área total menos la suma de los productos  $(b - b_e)t$  de todos los elementos planos atiesados que haya en la sección.

compresión. Reciben el nombre de no atiesados los que están apoyados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión.  $\sqrt{F_y}$

Descripción del elemento	SECCIONES TIPO 4	
	Elementos planos atiesados	Elementos planos no atiesados
Patines comprimidos de vigas y trabes armadas		Si $830/\sqrt{F_y} < b/t < 1470/\sqrt{F_y}$ $Q_s = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y}$ Si $b/t \geq 1470/\sqrt{F_y}$ $Q_s = 1400000 / [F_y(b/t)^2]$
Patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas con paredes de grueso uniforme	$b_e = 2730t/\sqrt{f} \times [1 - 540 / (b/t) \sqrt{f}] \leq b$	
Cualquier otro elemento plano comprimido uniformemente	$b_e = 2730t/\sqrt{f} \times [1 - 480 / (b/t) \sqrt{f}] \leq b$	

Donde:

- $Q_s$  es un factor de reducción que se aplica a la resistencia de diseño
- $b_e$  es el ancho efectivo reducido que se utilizará para el cálculo de las propiedades geométricas que se emplearán para determinar la resistencia de diseño
- $b$  es el ancho del elemento comprimido
- $t$  es el grueso del elemento comprimido
- $f$  es el esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado

Para determinar la resistencia de diseño de miembros en los que en su sección transversal contienen elementos planos tanto atiesados como no atiesados, interviene el factor  $Q = Q_s Q_a$ . El esfuerzo  $f$  que se utiliza para calcular el ancho efectivo  $b_e$  tiene que ser menor o igual que el producto  $Q_s F_y$  correspondiente al elemento atiesado con mayor relación  $b/t$ .

El factor de área (así nombrado en el RCDF)  $Q_a$ , es el cociente del área efectiva de la sección dividida entre su área total. El área efectiva, a su vez, es igual al área total menos la suma de los productos  $(b - b_e)t$  de todos los elementos planos atiesados que haya en la sección.

## V.A.1. REVISIÓN POR FLEXIÓN

El RCDF distingue dos tipos de miembros sujetos a flexión, los soportados lateralmente y los no soportados lateralmente. Los soportados lateralmente son aquellos que están arriostrados en forma continua o que están provistos de soportes laterales con separaciones  $L$  (distancia entre puntos del patín en compresión de una viga soportados lateralmente) menores o iguales que  $L_u$  (longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico  $M_p$ ). Los no soportados lateralmente son los provistos por soportes laterales con separaciones  $L$  mayores que  $L_u$ . A continuación se presentan las expresiones que da el RCDF para evaluar la resistencia de diseño  $M_R$  para cada tipo de sección.

### MIEMBROS SOPORTADOS LATERALMENTE

*Secciones tipo 1 ó 2:*

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p$$

Donde  $F_R$  = factor de reducción = 0.9

$Z$  = módulo de sección plástico

Para secciones tipo 1 se tiene que cumplir adicionalmente que la distancia entre los puntos del patín comprimido soportados lateralmente no excedan de  $L_p$  (longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro pueda desarrollar todavía el momento plástico  $M_p$ , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para formación de mecanismo de colapso) en zonas de formación de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

Las expresiones para calcular tanto  $L_u$  como  $L_p$ , para secciones "I", se presentan a continuación:

$$L_p = \frac{253000 + 155000(M_1 / M_p)}{F_y} r_y$$

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

$$X_u = 7.7C \left( \frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

En donde

$M_p$  = momento plástico resistente

$M_1$  = el menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente

$r_y$  = radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia

$d$  = peralte de la sección

$t$  = grueso del patín comprimido

El coeficiente  $C$  se definirá más adelante

Siendo  $M_1 / M_p$  positivo cuando se flexiona en curvatura doble y negativo cuando se flexiona en curvatura simple.

*Secciones tipo 3:*

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y$$

S = módulo de sección elástico

$M_y$  = momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en la sección considerada.

*Secciones tipo 4:*

Para los elementos con sección tipo 4 existen algunas combinaciones que se pueden presentar dependiendo de si todas las partes de la sección son tipo 4 o no. Los casos que se presentan son los siguientes:

Cuando los patines cumplan con los requisitos de las secciones tipo 1,2 o 3 y las almas sean de tipo 4, la expresión que se utiliza si la relación  $h/t$  del peralte al grueso del alma excede de  $8000 / \sqrt{M_R / 0.9S}$  es la siguiente:

$$M'_R = M_R \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_a}{A_p} \left( \frac{h}{t} - \frac{8000}{\sqrt{M_R / 0.9S}} \right) \right]$$

donde  $A_a$  y  $A_p$  son el área del alma y del patín comprimido y  $M_R$  la resistencia de diseño en flexión sin exceder  $M_y$ .

Para cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 1,2 o 3, y los patines son tipo 4, existen dos casos:

1.- Cuando el patín comprimido está formado por elementos planos no atiesados:

$$M_R = F_R Q_s S F_y = F_R Q_s M_y$$

2.- Cuando el patín comprimido está formado por elementos planos atiesados:

$$M_R = F_R S_e F_y$$

$S_e$  es el módulo de sección efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido. Cualquiera de los dos valores calculados con las expresiones anteriores, debe ser menor o igual que  $M_R = F_R S F_y$ .

## MIEMBROS NO SOPORTADOS LATERALMENTE

Secciones tipo 1 ó 2:

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_p$$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left( 1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right)$$

Pero menor o igual que  $F_R M_p$

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_p$$

$$M_R = F_R M_u$$

En donde:

$$M_u = (1/C) \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2}$$

$$M_{c1} = \frac{EA t}{(L/r_y)}$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 E A d}{(L/r_y)^2}$$

$$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2$$

$$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2 \geq 0.4$$

$$C = 1.0$$

cuando se flexiona en curvatura simple

cuando se flexiona en curvatura doble

cuando el momento flexionante en cualquier sección es mayor que  $M_2$

$M_1$

menor de los momentos en los extremos

$M_2$

mayor de los momentos en los extremos

Secciones tipo 3 ó 4:

Si se cumple la siguiente condición (condición 1):

$$M_u \leq \frac{2}{3} M_p$$

Entonces el momento resistente será:

$$M_R = 1.15 F_R M_y \left( 1 - \frac{0.28 M_y}{M_u} \right)$$

Pero menor o igual que  $F_R M_y$  para secciones tipo 3. Adicionalmente deberá verificarse para cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 1,2 o 3 y los patines son tipo 4, que se cumplan las siguientes condiciones:

a) Si el patín comprimido está formado por elementos planos no atiesados

$$M_R = F_R Q_s S F_y = F_R Q_s M_y$$

b) Cuando el patín comprimido está formado por elementos planos atiesados:

$$M_R = F_R S_e F_y$$

Si no se cumple la condición 1 entonces:

$$M_u > \frac{2}{3} M_p$$

Y el momento resistente se calculará con la expresión siguiente:

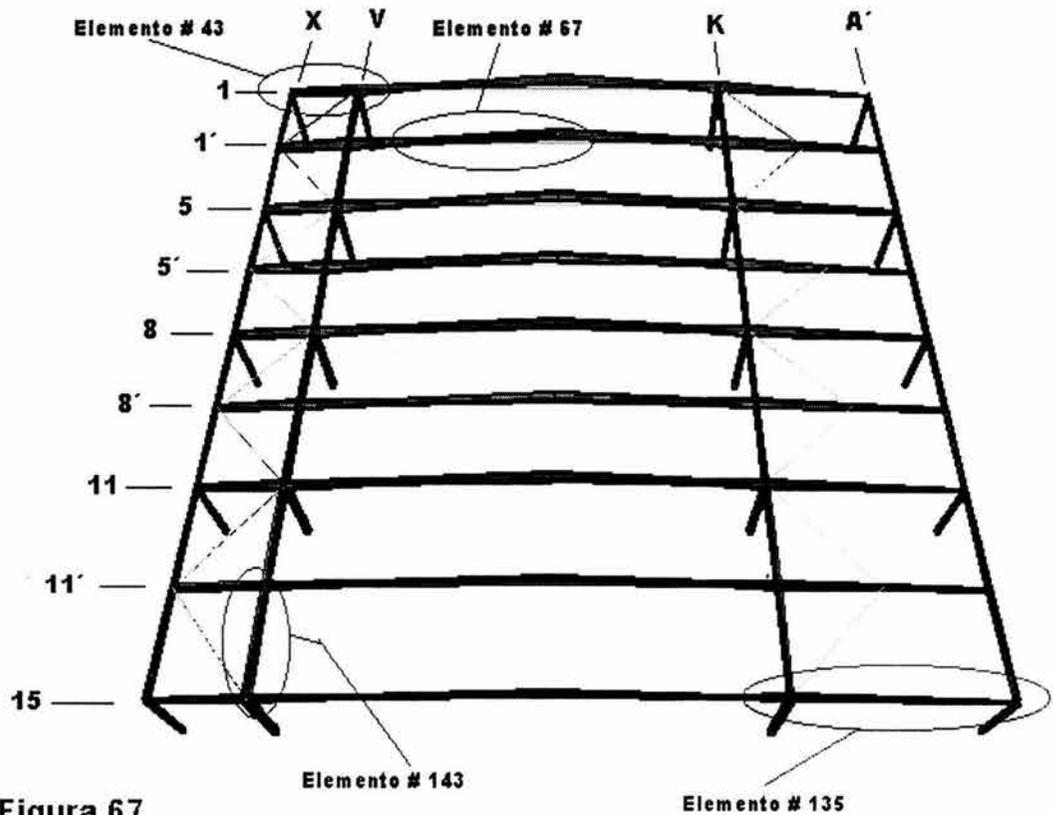
$$M_R = F_R M_u$$

Adicionalmente deberá verificarse que cuando los patines cumplen los requisitos de las secciones 1,2 o 3 y las almas son del tipo 4, el momento resistente de diseño tendrá que ser menor o igual que:

$$M'_R = M_R \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_a}{A_p} \left( \frac{h}{t} - \frac{8000}{\sqrt{M_R / 0.9S}} \right) \right]$$

Siempre y cuando la relación  $h/t$  exceda de  $8000 / \sqrt{M_R / 0.9S}$

Por medio de la siguiente figura (67), que consiste en una vista en isométrico de la estructura completa, se indican los elementos pertenecientes a la nave que se revisarán por flexión. Son cuatro elementos los que se revisarán por flexión, de los cuales 3 son de sección variable y uno es de sección constante. En el proceso de revisión se detallarán las características de cada elemento.



**Figura 67**

REVISIÓN POR FLEXIÓN DEL ELEMENTO No. 43:

El tipo de sección que tiene asignada el elemento número 43 es la SIMPE que como ya se sabe es una sección de peralte variable por lo que, a manera de ejemplo, se revisarán 3 secciones transversales distintas a lo largo del elemento, las dos extremas y una a la mitad del mismo.

**Propiedades geométricas de la sección**

			<i>Inicial</i>	<i>Media</i>	<i>Final</i>	
$d_{ini} =$	154	cm				
$d_{fin} =$	240	cm	$A (cm^2)$	492.16	560.96	629.76
$b_f =$	40	cm	$I_x (cm^4)$	1884363	3327183	5288611
$t_w =$	1.6	cm	$I_y (cm^4)$	34186	34201	34215
$t_f =$	3.2	cm	$r_x (cm)$	62	77	92
			$r_y (cm)$	8	8	7
			$S_x (cm^3)$	24472	33779	44072
			$S_y (cm^3)$	1709	1710	1711
			$Z_x (cm^3)$	29608	41149	54170
			$Z_y (cm^3)$	2659	2686	2714

### Propiedades del material

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2039000 \text{ kg/cm}^2$$

### Relaciones ancho / grueso limite de acuerdo al RCDF para $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Patín	$\frac{460}{\sqrt{F_y}} = 7.76$	$\frac{540}{\sqrt{F_y}} = 9.11$	$\frac{830}{\sqrt{F_y}} = 14.00$
Alma	$\frac{3500}{\sqrt{F_y}} = 59.03$	$\frac{5300}{\sqrt{F_y}} = 89.39$	$\frac{8000}{\sqrt{F_y}} = 134.94$

### Relaciones ancho / grueso del elemento

Patín

$$b_f / t_f = 40 / 2(3.2)$$

$$b_f / t_f = 6 < 7.76 \text{ por lo tanto es Tipo 1}$$

Alma

$$d_{ini} / t_w = 147.6 / 1.6$$

$$d_{ini} / t_w = 92 < 134.94 \text{ por lo tanto es Tipo 3}$$

$$d_{med} / t_w = 190.6 / 1.6$$

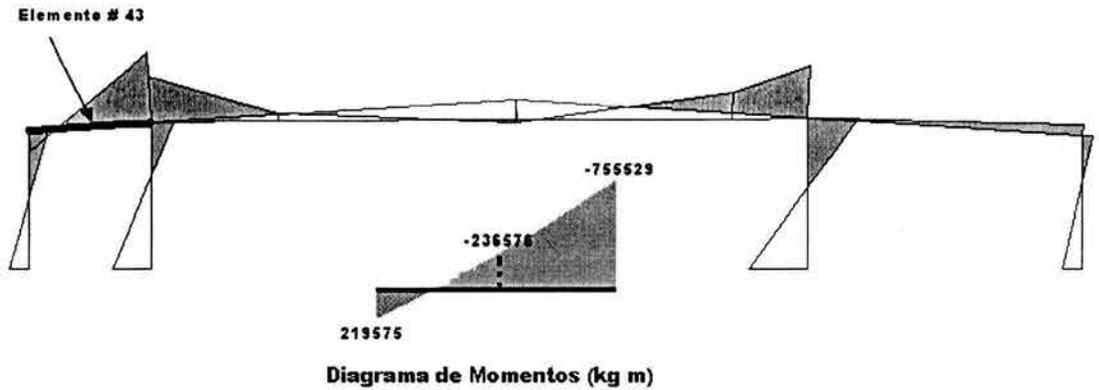
$$d_{med} / t_w = 119 < 134.94 \text{ por lo tanto es Tipo 3}$$

$$d_{fin} / t_w = 233.6 / 1.6$$

$$d_{fin} / t_w = 146 > 134.94 \text{ por lo tanto es Tipo 4}$$

### Características de soporte lateral

Para conocer las características de soporte lateral, se necesita conocer el valor de los momentos en los extremos del elemento, por lo tanto se presenta a continuación el diagrama de momentos con los valores correspondientes.



$$\begin{aligned}
 M_{ini} &= 21957500 \quad \text{kg cm} \\
 M_{med} &= -23657600 \quad \text{kg cm} \\
 M_{fin} &= -75552900 \quad \text{kg cm}
 \end{aligned}$$

En las partes del elemento donde existe momento positivo, los largueros tipo joist están arriostrando el patín en compresión y en las partes de momento negativo, son las riostras (las cuales se describirán mas adelante) las que proveen del soporte lateral a los patines en compresión.

$$L = 200\text{cm} \quad (\text{Separación entre cada joist})$$

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

$$X_u = 7.7C \left( \frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

Observando el diagrama de momentos, se puede concluir que elemento se flexiona en curvatura simple, por lo tanto la expresión para calcular C es la siguiente:

$$C = 0.6 + 0.40 M_1/M_2$$

$$\begin{aligned}
 M_1 = M_{ini} &= 21957500 \\
 M_2 = M_{fin} &= 75552900
 \end{aligned}$$

$$C = 0.6 + 0.4 (21957500)/(75552900) = 0.72$$

$$X_u = 7.7(0.72) \left( \frac{240}{1.6} \right)^2 \frac{3515}{2039000}$$

$$X_u = 214$$

$$L_u = \frac{6.55 (240)(7)}{214 \cdot 1.6} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (214)^2}}$$

$$L_u = 496 \text{ cm} > 200 \text{ Por lo tanto es un miembro soportado lateralmente}$$

A continuación se revisarán las secciones inicial, final e intermedia del elemento.

### **Revisión de la sección inicial**

Dado que el patín es sección tipo 1 y el alma inicial es sección tipo 3, la sección que rige será la tipo 3.

$$M_R = F_R S F_y$$

$$M_R = 0.9(24472)(3515)$$

$$M_R = 77417960 \text{ kg cm} > 21957500 \text{ kg cm} = M_{ini}$$

Comparando el momento factorizado actuante en la sección inicial con el momento resistente, se puede afirmar que la sección inicial no tiene problema alguno.

### **Revisión de la sección a la mitad del elemento**

Dado que el patín es sección tipo 1 y el alma a la mitad es sección tipo 3, la sección que rige será la tipo 3.

$$M_R = F_R S F_y$$

$$M_R = 0.9(33779)(3515)$$

$$M_R = 106858320 \text{ kg cm} > 23657600 \text{ kg cm} = M_{med}$$

Comparando el momento factorizado actuante en la sección a la mitad con el momento resistente, se puede afirmar que la sección intermedia no tiene problema alguno.

### **Revisión de la sección a final**

Dado que el patín es sección tipo 1 y el alma final es sección tipo 4, la sección que rige será la tipo 4.

Por lo tanto hay que verificar que  $d_{fin} / t_w > 8000 / \sqrt{M_R / 0.9 S}$  para poder aplicar la expresión siguiente:

$$M'_R = M_R \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_a}{A_p} \left( \frac{h}{t} - \frac{8000}{\sqrt{M_R / 0.9 S}} \right) \right]$$

Donde,

$$M_R = F_R Q_s S F_y$$

$$b_f / t_f = 40 / 2(3.2)$$

$$b_f / t_f = 6$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052 (6) \sqrt{3515}$$

$$Q_s = 1.2 \quad \text{Tiene que ser menor o igual que 1 por lo tanto se toma } = 1$$

$$M_R = 0.9(1)(44072)(3515)$$

$$M_R = 139421008 \quad \text{kg cm}$$

$$8000 / \sqrt{M_R / 0.9S} = 134.94 \quad < d / t \text{ Por lo tanto si se puede usar la expresión}$$

$$A_a = 240(1.6)$$

$$A_a = 384 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 40(3.2)$$

$$A_p = 128 \text{ cm}^2$$

$$M'_R = 139421008 \left[ 1 - \frac{384}{128} \left( \frac{240}{1.6} - \frac{8000}{\sqrt{139421008 / 0.9(44072)}} \right) \right]$$

$$M'_R = 108051922 \quad \text{kg cm} > 75552900 \text{ kg cm} = M_{fin}$$

Comparando el momento factorizado actuante en la sección final con el momento resistente, se puede afirmar que la sección final no tiene problema alguno.

### REVISIÓN POR FLEXIÓN DEL ELEMENTO No. 67:

El tipo de sección que tiene asignada el elemento número 67 es la S3MST que al igual que el elemento número 43 es una sección de peralte variable por lo que, a manera de ejemplo, se revisarán también 3 secciones transversales distintas a lo largo del elemento, las dos extremas y una a la mitad del mismo.

#### **Propiedades geométricas de la sección**

			<i>Inicial</i>	<i>Media</i>	<i>Final</i>	
$d_{ini} =$	130	cm				
$d_{fin} =$	220	cm	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	500	572	644
$b_f =$	60	cm	$I_x \text{ (cm}^4\text{)}$	1479792	2886942	4873242
$t_w =$	1.6	cm	$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	90044	90060	90075
$t_f =$	2.5	cm	$r_x \text{ (cm)}$	54	71	87

$r_y$ (cm)	13	13	12
$S_x$ (cm <sup>3</sup> )	22766	32994	44302
$S_y$ (cm <sup>3</sup> )	3001	3002	3003
$Z_x$ (cm <sup>3</sup> )	26635	38875	52735
$Z_y$ (cm <sup>3</sup> )	4583	4612	4641

**Propiedades del material**

Fy = 3515 kg/cm<sup>2</sup>  
 E = 2039000 kg/cm<sup>2</sup>

**Relaciones ancho / grueso limite de acuerdo al RCDF para Fy = 3515 kg/cm<sup>2</sup>**

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
<i>Patin</i>	$\frac{460}{\sqrt{F_y}} = 7.76$	$\frac{540}{\sqrt{F_y}} = 9.11$	$\frac{830}{\sqrt{F_y}} = 14.00$
<i>Alma</i>	$\frac{3500}{\sqrt{F_y}} = 59.03$	$\frac{5300}{\sqrt{F_y}} = 89.39$	$\frac{8000}{\sqrt{F_y}} = 134.94$

**Relaciones ancho / grueso del elemento**

*Patín*

$b_f / t_f = 60 / 2(2.5)$   
 $b_f / t_f = 12$  < 14.00 por lo tanto es Tipo 3

*Alma*

$d_{ini} / t_w = 125 / 1.6$   
 $d_{ini} / t_w = 78$  < 89.39 por lo tanto es Tipo 2  
 $d_{med} / t_w = 170 / 1.6$   
 $d_{med} / t_w = 106$  < 134.94 por lo tanto es Tipo 3  
 $d_{fin} / t_w = 215 / 1.6$   
 $d_{fin} / t_w = 134.38$  < 134.94 por lo tanto es Tipo 3

**Características de soporte lateral**

Para conocer las características de soporte lateral, se necesita conocer el valor de los momentos en los extremos del elemento, por lo tanto se presenta a continuación el diagrama de momentos con los valores correspondientes.

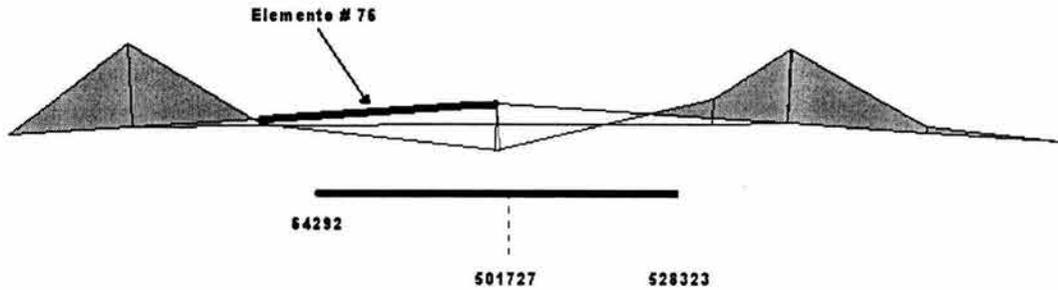


Diagrama de momento (kg m)

$$\begin{aligned}
 M_{ini} &= 6429200 && \text{kg cm} \\
 M_{med} &= 50172700 && \text{kg cm} \\
 M_{fin} &= 52832300 && \text{kg cm}
 \end{aligned}$$

En las partes del elemento donde existe momento positivo, los largueros tipo joist están arriostrando el patín en compresión y en las partes de momento negativo, son las riostras (las cuales se describirán mas adelante) las que proveen del soporte lateral a los patines en compresión.

$$L = 200\text{cm} \quad (\text{Separación entre cada joist})$$

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

$$X_u = 7.7C \left( \frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

Observando el diagrama de momentos, se puede concluir que elemento se flexiona en curvatura doble, por lo tanto la expresión para calcular C es la siguiente:

$$C = 0.6 - 0.40 M_1/M_2$$

$$\begin{aligned}
 M_1 = M_{ini} &= 6429200 \\
 M_2 = M_{fin} &= 52832300
 \end{aligned}$$

$$C = 0.6 - 0.40 (6429200)/(52832300) = 0.55$$

$$X_u = 7.7(0.55) \left( \frac{220}{1.6} \right)^2 \frac{3515}{2039000}$$

$$X_u = 138$$

$$L_u = \frac{6.55}{138} \frac{(220)(12)}{1.6} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 138^2}}$$

$L_u = 909 \text{ cm} > 200$  por lo tanto es un miembro soportado lateralmente

A continuación se revisarán las secciones inicial, final e intermedia del elemento.

### **Revisión de la sección inicial**

Dado que el patín es sección tipo 3 y el alma inicial es sección tipo 2, la sección que rige será la tipo 3.

$$M_R = F_R S F_y$$

$$M_R = 0.9(22766)(3515)$$

$$M_R = 72020322 \text{ kg cm} > 6429200 \text{ kg cm} = M_{ini}$$

Comparando el momento actuante en la sección inicial con el momento resistente, se puede afirmar que la sección inicial no tiene problema alguno.

### **Revisión de la sección a la mitad del elemento**

Dado que el patín es sección tipo 3 y el alma a la mitad es sección tipo 3, la sección que rige será la tipo 3.

$$M_R = F_R S F_y$$

$$M_R = 0.9 (32994)(3515)$$

$$M_R = 104375314 \text{ kg cm} > 50172700 \text{ kg cm} = M_{med}$$

Comparando el momento actuante en la sección a la mitad con el momento resistente, se puede afirmar que la sección intermedia no tiene problema alguno.

### **Revisión de la sección a final**

Dado que el patín es sección tipo 3 y el alma final es sección tipo 4, la sección que rige será la tipo 4.

Por lo tanto hay que verificar que  $d_{fin} / t_w > 8000 / \sqrt{M_R / 0.9 S}$  para poder aplicar la expresión siguiente:

$$M'_R = M_R \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_a}{A_p} \left( \frac{h}{t} - \frac{8000}{\sqrt{M_R / 0.9 S}} \right) \right]$$

Donde,

$$M_R = F_R Q_s S F_y$$

$$b_f / t_f = 60 / 2(2.5)$$

$$b_f / t_f = 12$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052 (12) \sqrt{3515}$$

$$Q_s = 1.05 \quad \text{Tiene que ser menor o igual que 1 por lo tanto se toma } = 1$$

$$M_R = F_R S F_y$$

$$M_R = 0.9 (44302)(3515)$$

$$M_R = 140150000 \quad \text{kg cm}$$

$$8000 / \sqrt{M_R / 0.9S} = 134.94$$

$$A_a = 352 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 150 \text{ cm}^2$$

$$M'_R = 140150000 \left[ 1 - 0.0005 \frac{352}{150} \left( \frac{220}{1.6} - \frac{8000}{\sqrt{140150000 / 0.9(44302)}} \right) \right]$$

$$M'_R = 117539634 \quad \text{kg cm} > 52832300 \text{ kg cm} = M_{fin}$$

Comparando el momento actuante en la sección final con el momento resistente, se puede afirmar que la sección final no tiene problema alguno.

### REVISIÓN POR FLEXIÓN DEL ELEMENTO No. 135

El tipo de sección que tiene asignada el elemento número 135 es la S6MPE que al igual que el elemento número 43 y 67 es una sección de peralte variable por lo que, a manera de ejemplo, se revisarán también 3 secciones transversales distintas a lo largo del elemento, las dos extremas y una a la mitad del mismo.

#### **Propiedades geométricas de la sección**

$d_{ini}$	=	240	cm				
$d_{fin}$	=	53	cm				
$b_f$	=	40	cm				
$t_w$	=	1.6	cm				
$t_f$	=	2.5	cm				
				<b>Inicial</b>	<b>Media</b>	<b>Final</b>	
				<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	576.00	426.4	276.80
				<b>I<sub>x</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	4550800	1414657	142362
				<b>I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>)</b>	26749	26717	26685
				<b>r<sub>x</sub> (cm)</b>	89	58	23
				<b>r<sub>y</sub> (cm)</b>	7	8	10
				<b>S<sub>x</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	37923	19313	5372

$S_y$ (cm <sup>3</sup> )	1337	1336	1334
$Z_x$ (cm <sup>3</sup> )	47290	23485	6674
$Z_y$ (cm <sup>3</sup> )	2154	2094	2034

**Propiedades del material**

Fy = 3515 kg/cm<sup>2</sup>  
 E = 2039000 kg/cm<sup>2</sup>

**Relaciones ancho / grueso limite de acuerdo al RCDF para Fy = 3515 kg/cm<sup>2</sup>**

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Patín	$\frac{460}{\sqrt{Fy}} = 7.76$	$\frac{540}{\sqrt{Fy}} = 9.11$	$\frac{830}{\sqrt{Fy}} = 14.00$
Alma	$\frac{3500}{\sqrt{Fy}} = 59.03$	$\frac{5300}{\sqrt{Fy}} = 89.39$	$\frac{8000}{\sqrt{Fy}} = 134.94$

**Relaciones ancho / grueso del elemento**

Patín

$b_f / t_f = 40/2(2.5)$

$b_f / t_f = 8 < 9.11$  por lo tanto es Tipo 2

Alma

$d_{ini} / t_w = 235/1.6$

$d_{ini} / t_w = 148 > 134.94$  por lo tanto es Tipo 4

$d_{med} / t_w = 141.5/1.6$

$d_{med} / t_w = 88 < 89.39$  por lo tanto es Tipo 2

$d_{fin} / t_w = 48/1.6$

$d_{fin} / t_w = 30 < 59.03$  por lo tanto es Tipo 1

**Características de soporte lateral**

Para conocer las características de soporte lateral, se necesita conocer el valor de los momentos en los extremos del elemento, por lo tanto se presenta a continuación el diagrama de momentos con los valores correspondientes.

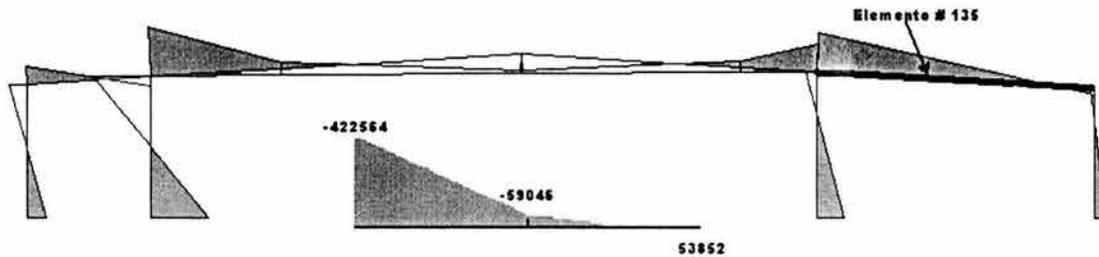


Diagrama de momentos (kg m)

$$\begin{aligned}
 M_{ini} &= -42256400 \quad \text{kg cm} \\
 M_{med} &= -5904600 \quad \text{kg cm} \\
 M_{fin} &= 5385200 \quad \text{kg cm}
 \end{aligned}$$

En las partes del elemento donde existe momento positivo, los largueros joist están arriostrando el patín en compresión y en las partes de momento negativo, son las riostras (las cuales se describirán mas adelante) las que proveen del soporte lateral a los patines en compresión.

$$L = 200 \text{ cm} \quad (\text{Separación entre cada joist})$$

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

$$X_u = 7.7C \left( \frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

Observando el diagrama de momentos, se puede concluir que el elemento se flexiona en curvatura simple, por lo tanto la expresión para calcular C es la siguiente:

$$C = 0.6 + 0.40 M_1/M_2$$

$$M_1 = M_{fin} = 5385200$$

$$M_2 = M_{ini} = 42256400$$

$$C = 0.6 + 0.40 (5385200)/(42256400) = 0.65$$

$$X_u = 7.7(0.65) \left( \frac{240}{1.6} \right)^2 \frac{3515}{2039000}$$

$$X_u = 194$$

$$L_u = \frac{6.55 \cdot 240(7)}{194 \cdot 1.6} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (194)^2}}$$

$L_u = 481 \text{ cm}$  Por lo tanto es un miembro soportado lateralmente

A continuación se revisarán las secciones inicial, final e intermedia del elemento.

### Revisión de la sección inicial

Dado que el patín es sección tipo 2 y el alma final es sección tipo 4, la sección que rige será la tipo 4.

Por lo tanto hay que verificar que  $d_{fin} / t_w > 8000 / \sqrt{M_R / 0.9S}$  para poder aplicar la expresión siguiente:

$$M'_R = M_R \left[ 1 - 0.0005 \frac{A_a}{A_p} \left( \frac{h}{t} - \frac{8000}{\sqrt{M_R / 0.9S}} \right) \right]$$

$$M_R = F_R Q_s S F_y$$

$$b_f / t_f = 40/2(2.5)$$

$$b_f / t_f = 8$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052(8) \sqrt{3515}$$

$Q_s = 1.17$  Tiene que ser menor o igual que 1 por lo tanto se toma = 1

$$M_R = F_R S F_y$$

$$M_R = 0.9(37923)(3515)$$

$$M_R = 119970465 \text{ kg cm}$$

$$8000 / \sqrt{M_R / 0.9S} = 134.94$$

$$A_a = 384 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 100 \text{ cm}^2$$

$$M'_R = 119970465 \left[ 1 - 0.0005 \frac{384}{100} \left( \frac{240}{1.6} - \frac{8000}{\sqrt{119970465 / 0.9(37923)}} \right) \right]$$

$$M'_R = 85421149 \text{ kg cm} > 42256400 \text{ kg cm} = M_{ini}$$

Comparando el momento factorizado actuante en la sección final con el momento resistente, se puede afirmar que la sección final no tiene problema alguno.

**Revisión de la sección a la mitad del elemento**

Dado que el patín es sección tipo 2 y el alma a la mitad es sección tipo 2, la sección que rige será la tipo 2.

$$M_R = F_R Z F_y$$

$$M_R = 0.9(23485)(3515)$$

$$M_R = 74294481 \text{ kg cm} > 5904600 \text{ kg cm} = M_{med}$$

Comparando el momento factorizado actuante en la sección a la mitad con el momento resistente, se puede afirmar que la sección intermedia no tiene problema alguno.

**Revisión de la sección final**

Dado que el patín es sección tipo 2 y el alma final es sección tipo 1, la sección que rige será la tipo 2.

$$M_R = F_R Z F_y$$

$$M_R = 0.9(6674)(3515)$$

$$M_R = 21111934 \text{ kg cm} > 5385200 \text{ kg cm} = M_{fin}$$

Comparando el momento factorizado actuante en la sección inicial con el momento resistente, se puede afirmar que la sección inicial no tiene problema alguno.

**REVISIÓN POR FLEXIÓN DEL ELEMENTO No. 143:**

El elemento número 143 tiene asignada la sección T2. Este tipo de sección corresponde a una sección "I" de sección constante, por lo que, a manera de ejemplo, se revisará solamente la sección sometida al momento máximo.

**Propiedades geométricas de la sección**

$d =$	240 cm	$A =$	757.76cm <sup>2</sup>
$b_f =$	60 cm	$I_x =$	7083096cm <sup>4</sup>
$t_w =$	1.6 cm	$I_y =$	115282cm <sup>4</sup>
$t_f =$	3.2 cm	$r_x =$	97cm
		$r_y =$	12cm
		$S_x =$	59026cm <sup>3</sup>
		$S_y =$	3843cm <sup>3</sup>

$$Z_x = 69734 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 5914 \text{ cm}^3$$

**Propiedades del material**

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2039000 \text{ kg/cm}^2$$

**Relaciones ancho / grueso limite de acuerdo al RCDF para  $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$**

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Patín	$\frac{460}{\sqrt{F_y}} = 7.76$	$\frac{540}{\sqrt{F_y}} = 9.11$	$\frac{830}{\sqrt{F_y}} = 14.00$
Alma	$\frac{3500}{\sqrt{F_y}} = 59.03$	$\frac{5300}{\sqrt{F_y}} = 89.39$	$\frac{8000}{\sqrt{F_y}} = 134.94$

**Relaciones ancho / grueso del elemento**

Patín

$$b_f / t_f = 60/2(3.2)$$

$$b_f / t_f = 9 < 14.00 \text{ por lo tanto es Tipo 3}$$

Alma

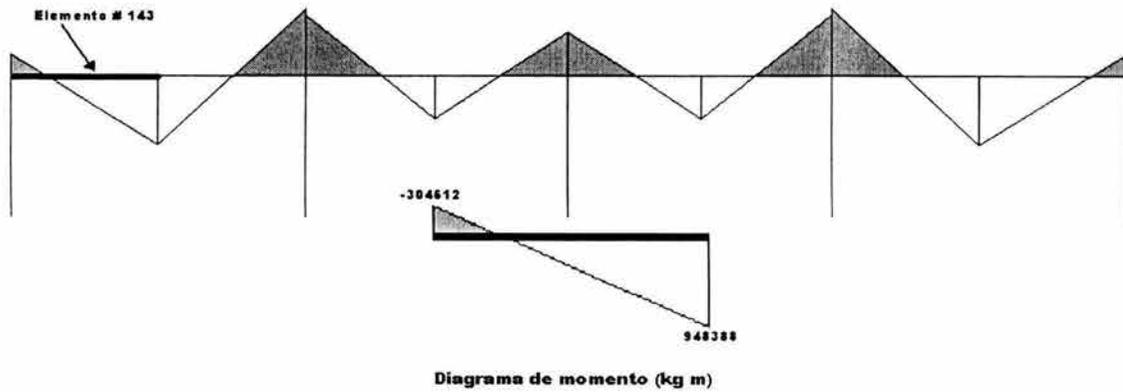
$$d / t_w = 233.6 / 1.6$$

$$d / t_w = 115 < 134.94 \text{ por lo tanto es Tipo 3}$$

**Características de soporte lateral**

En el caso de este elemento, como pertenece a los marcos paralelos a la dirección "y" no presenta arriostamientos mas que en las uniones con otras trabes perpendiculares, por lo tanto se considerará como miembro no soportado lateralmente

Se presentará el diagrama de momentos del elemento para obtener los valores que se requerirán en cálculos posteriores.



Primero hay que calcular  $M_u$  y compararlo con  $M_p$

$$M_u = (1/C) \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2}$$

$$M_{c1} = \frac{EA t}{(L/r_y)}$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 E A d}{(L/r_y)^2}$$

Observando el diagrama de momentos, se puede concluir que el elemento se flexiona en curvatura simple, por lo tanto la expresión para calcular C es la siguiente:

$$C = 0.6 + 0.40 M_1/M_2$$

$$M_1 = M_{ini} = 30461200$$

$$M_2 = M_{fin} = 94838800$$

$$C = 0.7$$

$$M_{c1} = \frac{2039000(757.76)(3.2)}{1500/12}$$

$$M_{c1} = 40655788 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{c2} = \frac{4.7(2039000)(757.76)(240)}{(1500/12)^2}$$

$$M_{c2} = 117843331 \quad \text{kg cm}$$

$$M_u = 171123502 \quad \text{kg cm}$$

$$M_p = F_R Z F_y$$

$$M_p = 220604774 \quad \text{kg cm}$$

$$\frac{2}{3} M_p = 147069850 \text{ kg cm}$$

Como  $M_u > \frac{2}{3} M_p$  entonces

$$M_R = 1.15 Q_s F_R M_p \left( 1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right)$$

$$b_f / t_f = 60/2(3.2)$$

$$b_f / t_f = 9$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052 (9) \sqrt{3515}$$

$Q_s = 1.1$  Tiene que ser menor o igual que 1 por lo tanto se toma =1

$$M_R = 1.15(1)(0.9)(220604774) \left( 1 - \frac{0.28(220604774)}{(171123502)} \right)$$

$$M_R = 145908612 \text{ kg cm} > 94838800 \text{ kg cm} = M_{fin}$$

El momento resistente es mayor que el momento factorizado actuante máximo, por lo tanto la sección es adecuada.

## V.A.2. REVISIÓN POR FLEXOCOMPRESIÓN

De acuerdo con el RCDF para miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras regulares, como es el caso de la nave en estudio, debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. A continuación se presenta una explicación teórica del proceso de revisión de las secciones extremas y de la columna completa.

### REVISIÓN DE LAS SECCIONES EXTREMAS

En secciones tipo 1 y 2 :

La ecuación que marca el RCDF para la revisión de ambos extremos de la columna de sección cajón es la siguiente:

$$\left( \frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^\alpha \leq 1.0$$

donde:

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px}$$

$$M_{pcy} = 1.18 F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{py}$$

$$\alpha = 1.70 - p / 2 \ln p$$

$$p = P_u / F_R P_y$$

$$F_R = 0.9$$

En secciones tipo 3 y 4 :

Se debe de cumplir para los dos extremos de la columna de sección cajón la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

$M_{Rx}$  y  $M_{Ry}$  se calculan como se estableció en la parte de revisión por flexión.

#### REVISIÓN DE LA COLUMNA COMPLETA

En secciones tipo 1 y 2 :

La ecuación que marca el RCDF para la revisión de la columna completa de sección cajón es la siguiente:

$$\left( \frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}} \right)^\beta + \left( \frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}} \right)^\beta \leq 1.0$$

donde:

$$M_{ucx} = M_m \left( 1 - \frac{P_u}{R_c} \right)$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{R_c} \right)$$

$$\beta = 1.3 + 1000 p / (L/r)^2 \geq 1.4$$

$$R_c = \frac{F_y}{[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}]^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

$$n = 1.4$$

$A_t$  = es el área total de la sección transversal de la columna

$M_m$  es el momento resistente de diseño para flexión alrededor del eje x

En secciones tipo 3 y 4 :

Debe cumplirse la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{Rx}} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

Donde:

$M_{Rx}$  y  $M_{Ry}$  se calculan como se estableció en la parte de revisión por flexión.

$P_u$ ,  $M_{uox}$  y  $M_{uoy}$ , son la carga axial de diseño y los momentos de diseño en las direcciones correspondientes en el extremo considerado.

$M_{uox}^*$  y  $M_{uoy}^*$ , son los momentos máximos de diseño en las direcciones correspondientes sin importar si se presentan o no en el mismo extremo de la columna.

En la siguiente figura (68), se muestra la imagen de la nave nuevamente y se indican los elementos que se revisarán a flexocompresión que resultan ser las columnas más esforzadas de la estructura.

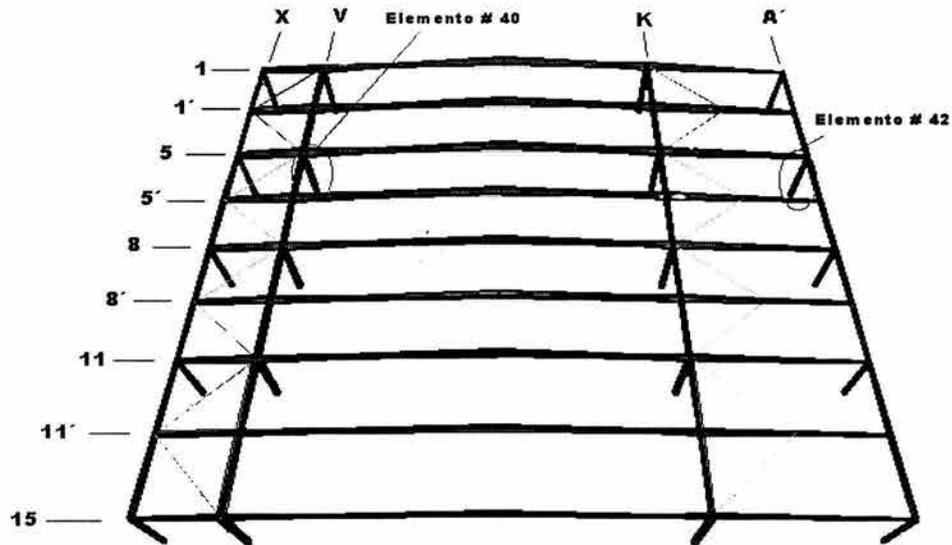


Figura 68

## REVISIÓN POR FLEXOCOMPRESIÓN DEL ELEMENTO No. 40

El tipo de sección que tiene asignada el elemento número 40 es la C1, que corresponde a una sección cajón. El desarrollo de la revisión por flexocompresión se presenta a continuación, comenzando por la revisión del elemento en los extremos y después como columna completa.

### **Propiedades geométricas de la sección**

$d =$	100	cm	$A =$		939.52cm <sup>2</sup>
$b =$	100	cm	$I_x =$		1937132cm <sup>4</sup>
$t_w =$	3.2	cm	$I_y =$		1937132cm <sup>4</sup>
$t_f =$	3.2	cm	$r_x =$		45cm
			$r_y =$		45cm
			$S_x =$		38743cm <sup>3</sup>
			$S_y =$		38743cm <sup>3</sup>
			$Z_x =$		49024cm <sup>3</sup>
			$Z_y =$		49024cm <sup>3</sup>

### **Propiedades del material**

$F_y =$	3515	kg/cm <sup>2</sup>
$E =$	2039000	kg/cm <sup>2</sup>

### **Relaciones ancho / grueso limite de acuerdo al RCDF para $F_y = 3515$ kg/cm<sup>2</sup>**

$P_u =$	262029	kg
$P_y =$	3302413	kg

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
<i>Patin</i>	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}} = 35.42$	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}} = 35.42$	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}} = 35.42$
<i>Alma</i>	$\frac{3500}{\sqrt{F_y}}(1 - 1.4P_u/P_y) = 52.48$	$\frac{5300}{\sqrt{F_y}}(1 - 2.7P_u/P_y) = 70.24$	$\frac{8000}{\sqrt{F_y}}(1 - 2.7P_u/P_y) = 106.03$

### Relaciones ancho / grueso del elemento

Patín

$$b / t_f = 100/3.2$$

$$b / t_f = 31 < 35.42$$

Por lo tanto es tipo 1

Alma

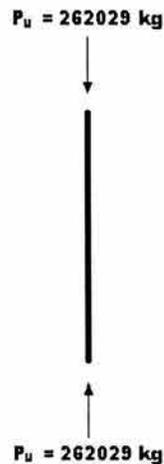
$$d / t_w = 93.6/3.2$$

$$d / t_w = 29 < 52.48$$

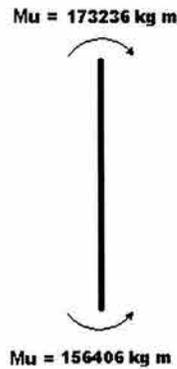
Por lo tanto es tipo 1

### Revisión de las secciones extremas

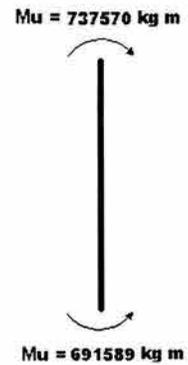
Para poder revisar tanto las secciones extremas como la columna completa, se necesitan los valores de la carga axial de diseño y de los momentos de diseño en ambas direcciones, por lo que a continuación se presenta una figura con dichos valores.



CARGA AXIAL



MOMENTOS ALREDEDOR DE X



MOMENTOS ALREDEDOR DE Y

### Revisión del extremo superior

$$\left( \frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^\alpha \leq 1.0$$

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px}$$

$$M_{px} = Z_x F_y$$

$$M_{px} = 49024(3515)$$

$$M_{px} = 172319360 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{pcx} = 1.18(0.9)(172319360) \left( 1 - \frac{262029}{0.9(3302413)} \right)$$

$$M_{pcx} = 166869456 \quad \text{kg cm}$$

$$F_R M_{px} = 155087424 \quad \text{kg cm}$$

Como  $M_{pcx} > F_R M_{px}$  entonces se tomará el valor de  $F_R M_{px}$

$$M_{pcx} = 155087424 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{pcy} = 1.18 F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{py}$$

$$M_{py} = Z_y F_y$$

$$M_{py} = 49024(3515)$$

$$M_{py} = 172319360 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{pcy} = 1.18(0.9)(172319360) \left( 1 - \frac{262029}{0.9(3302413)} \right)$$

$$M_{pcy} = 166869456 \quad \text{kg cm}$$

$$F_R M_{py} = 155087424 \quad \text{kg cm}$$

Como  $M_{pcy} > F_R M_{py}$  entonces se tomará el valor de  $F_R M_{py}$

$$M_{pcy} = 155087424 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{uox} = 17323600 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{uoy} = 73757000 \quad \text{kg cm}$$

$$\alpha = 1.70 - p / 2 \ln p$$

$$p = P_u / F_R P_y$$

$$p = 262029 / (0.9) (3302413)$$

$$p = 0.09$$

$$\alpha = 1.7 - 0.09/2 \ln (0.09)$$

$$\alpha = 1.89$$

$$\left( \frac{17323600}{155087424} \right)^{1.89} + \left( \frac{73757000}{155087424} \right)^{1.89} \leq 1.0$$

$$0.0160 \quad + \quad 0.2460 \\ 0.2620 \quad < \quad 1$$

Se cumple la ecuación de interacción, por lo tanto la sección superior de la columna es adecuada para resistir los esfuerzos.

### Revisión del extremo inferior

$$\left( \frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^\alpha \leq 1.0$$

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px}$$

$$M_{px} = Z_x F_y$$

$$M_{px} = 49024(3515)$$

$$M_{px} = 172319360 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{pcx} = 1.18(0.9)(172319360) \left( 1 - \frac{262029}{0.9(3302413)} \right)$$

$$M_{pcx} = 166869456 \quad \text{kg cm}$$

$$F_R M_{px} = 155087424 \quad \text{kg cm}$$

Como  $M_{pcx} > F_R M_{px}$  entonces se tomará el valor de  $F_R M_{px}$

$$M_{pcx} = 155087424 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{pcy} = 1.18 F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{py}$$

$$M_{py} = Z_y F_y$$

$$M_{py} = 49024(3515)$$

$$M_{py} = 172319360 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{pcy} = 1.18(0.9)(172319360) \left( 1 - \frac{262029}{0.9(3302413)} \right)$$

$$M_{pcy} = 166869456 \quad \text{kg cm}$$

$$F_R M_{py} = 155087424 \quad \text{kg cm}$$

Como  $M_{pcy} > F_R M_{py}$  entonces se tomará el valor de  $F_R M_{py}$

$$M_{pcy} = 155087424 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{uox} = 15640600 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{uoy} = 69158900 \quad \text{kg cm}$$

$$\alpha = 1.70 - p / 2 \ln p$$

$$p = P_u / F_R P_y$$

$$p = 262029 / (0.9) (3302413)$$

$$p = 0.09$$

$$\alpha = 1.7 - 0.09/2 \ln (0.09)$$

$$\alpha = 1.72$$

$$\left( \frac{15640600}{155087424} \right)^{1.72} + \left( \frac{69158900}{155087424} \right)^{1.72} \leq 1.0$$

$$0.0194 + \frac{0.2496}{0.2690} < 1$$

Se cumple la ecuación de interacción, por lo tanto la sección inferior de la columna es adecuada para resistir los esfuerzos.

### Revisión de la columna completa

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}}\right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}}\right)^\beta \leq 1.0$$

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right)$$

$M_m$  se calculará de acuerdo a la parte de revisión por flexión de miembros no soportados lateralmente tomando el valor del momento resistente alrededor del eje x.

$$M_u = (1/C) \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2}$$

Al observar los signos de los momentos actuantes, se puede afirmar que la columna se flexiona en curvatura simple alrededor del eje x, por lo tanto la expresión para calcular C es la siguiente:

$$C = 0.6 + 0.40 M_1/M_2$$

$$M_1 = 15640600 \quad \text{kg cm}$$

$$M_2 = 17323600 \quad \text{kg cm}$$

$$C = 0.6 + 0.4 \left( \frac{15640600}{17323600} \right)$$

$$C = 0.96$$

$$M_{c1} = \frac{2039000(939.52)(3.2)}{1423/45}$$

$$M_{c1} = 195611727 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{c2} = \frac{4.7(2039000)(939.52)(100)}{(1423/45)^2}$$

$$M_{c2} = 916778505 \quad \text{kg cm}$$

$$M_u = 975315998 \quad \text{kg cm}$$

$$M_p = F_R Z F_y$$

$$M_p = 155087424 \quad \text{kg cm}$$

$$\frac{2}{3} M_p = 103391616.0 \quad \text{kg cm}$$

Como  $M_u < \frac{2}{3} M_p$  entonces

$$M_R = F_R M_u$$

$$F_R M_p = 139578682 \quad \text{kg cm}$$

$$M_R = 0.9 (975315998)$$

$$M_R = 877784398 \quad \text{kg cm}$$

$$M_R = 139578682 \quad \text{kg cm} = M_m$$

$$R_c = \frac{F_y}{[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}]^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{(0.75)(1423)}{45} \sqrt{\frac{3515}{\pi^2 (2039000)}}$$

$$\lambda = 0.31$$

$$R_c = \frac{3515}{[1 + (0.31)^{2(1.4)} - 0.15^{2(1.4)}]^{1/1.4}} (939.52)(0.9) \leq (3515)(939.52)(0.9)$$

$$2902223 < 2972171$$

$$R_c = 2902223 \quad \text{kg}$$

$$M_{ucx} = (139578682)(1 - 262029/2902223)$$

$$M_{ucx} = 126976734 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{R_c} \right)$$

$$M_{ucy} = 0.9 (49024) (3515)(1 - 262029/2902223)$$

$$M_{ucy} = 141085260$$

$$M_{uox} = 17323600 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{uoy} = 73757000 \quad \text{kg cm}$$

$$\beta = 1.3 + 1000(0.09)/(1423/45)^2 \geq 1.4$$

$$\beta = 1.39$$

Por lo tanto se tomará:

$$\beta = 1.4$$

$$\left( \frac{17323600}{12976734} \right)^{1.4} + \left( \frac{73757000}{141085260} \right)^{1.4} \leq 1.0$$

$$0.062 + \frac{0.403}{0.465} < 1.0$$

Se cumple la ecuación de interacción, por lo tanto la columna completa es adecuada para resistir los esfuerzos.

### REVISIÓN POR FLEXOCOMPRESIÓN DEL ELEMENTO No. 42

El tipo de sección que tiene asignada el elemento número 42 es la C2, que corresponde a una sección cajón. El desarrollo de la revisión por flexocompresión se presenta a continuación, a manera de ejemplo, comenzando por la revisión del elemento en los extremos y después como columna completa.

#### **Propiedades geométricas de la sección**

$$\begin{aligned}
 d &= 75 \text{ cm} & A &= 550.00 \text{ cm}^2 \\
 b &= 75 \text{ cm} & I_x &= 635885.4 \text{ cm}^4 \\
 t_w &= 2.5 \text{ cm} & I_y &= 635885 \text{ cm}^4 \\
 t_f &= 2.5 \text{ cm} & r_x &= 34 \text{ cm} \\
 & & r_y &= 34 \text{ cm} \\
 & & S_x &= 16957 \text{ cm}^3 \\
 & & S_y &= 16957 \text{ cm}^3 \\
 & & Z_x &= 21563 \text{ cm}^3 \\
 & & Z_y &= 21563 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

#### **Propiedades del material**

$$\begin{aligned}
 F_y &= 3515 \text{ kg/cm}^2 \\
 E &= 2039000 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

#### **Relaciones ancho / grueso limite de acuerdo al RCDF para $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$**

$$\begin{aligned}
 P_u &= 57449 \text{ kg} \\
 P_y &= 1933250 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Patin	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}} = 35.42$	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}} = 35.42$	$\frac{2100}{\sqrt{F_y}} = 35.42$
Alma	$\frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1 - 1.4 P_u / P_y) = 56.58$	$\frac{5300}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u / P_y) = 82.22$	$\frac{8000}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u / P_y) = 124.11$

## Relaciones ancho / grueso del elemento

Patín

$$b / t_f = 70/2.5$$

$$b / t_f = 28 < 35.42$$

Por lo tanto es tipo 1

Alma

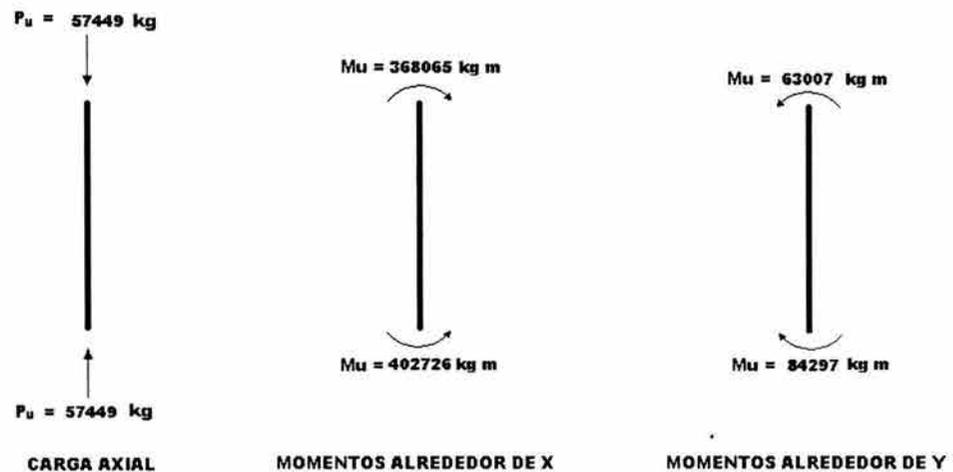
$$d / t_w = 70/2.5$$

$$d / t_w = 28 < 56.28$$

Por lo tanto es tipo 1

## Revisión de las secciones extremas

Para poder revisar tanto las secciones extremas como la columna completa, se necesitan los valores de la carga axial de diseño y de los momentos de diseño en ambas direcciones, por lo que a continuación se presenta una figura con dichos valores.



## Revisión del extremo superior

$$\left( \frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^\alpha \leq 1.0$$

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px}$$

$$M_{px} = Z_x F_y$$

$$M_{px} = 21563(3515)$$

$$M_{px} = 75792188 \text{ kg cm}$$

$$M_{pcx} = 1.18(0.9)(75792188) \left( 1 - \frac{57449}{0.9(1933250)} \right)$$

$$M_{pcx} = 77833634 \text{ kg cm}$$

$$F_R M_{px} = 68212969 \text{ kg cm}$$

Como  $M_{pcx} > F_R M_{px}$  entonces se tomará el valor de  $F_R M_{px}$

$$M_{pcx} = 68212969 \text{ kg cm}$$

$$M_{pcy} = 1.18 F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{py}$$

$$M_{py} = Z_y F_y$$

$$M_{py} = 21563(3515)$$

$$M_{py} = 75792188 \text{ kg cm}$$

$$M_{pcy} = 1.18(0.9)(75792188) \left( 1 - \frac{57449}{0.9(1933250)} \right)$$

$$M_{pcy} = 77833634 \text{ kg cm}$$

$$F_R M_{py} = 68212969 \text{ kg cm}$$

Como  $M_{pcy} > F_R M_{py}$  entonces se tomará el valor de  $F_R M_{py}$

$$M_{pcy} = 68212969 \text{ kg cm}$$

$$M_{uox} = 36806500 \text{ kg cm}$$

$$M_{uoy} = 6300700 \text{ kg cm}$$

$$\alpha = 1.70 - p / 2 \ln p$$

$$p = P_u / F_R P_y$$

$$p = 57449 / (0.9) (1933250)$$

$$p = 0.03$$

$$\alpha = 1.7 - 0.03/2 \ln (0.03)$$

$$\alpha = 1.7$$

$$\left( \frac{36806500}{68212969} \right)^{1.7} + \left( \frac{6300700}{68212969} \right)^{1.7} \leq 1.0$$

$$\begin{array}{ccc} 0.3493 & + & 0.0172 \\ & & 0.3665 < & 1 \end{array}$$

Se cumple la ecuación de interacción, por lo tanto la sección superior de la columna es adecuada para resistir los esfuerzos.

### Revisión del extremo inferior

$$\left( \frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^\alpha \leq 1.0$$

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px}$$

$$M_{px} = Z_x F_y$$

$$M_{px} = 21563(3515)$$

$$M_{px} = 75792188 \text{ kg cm}$$

$$M_{pcx} = 1.18(0.9)(75792188) \left( 1 - \frac{57449}{0.9(1933250)} \right)$$

$$M_{pcx} = 77833634 \text{ kg cm}$$

$$F_R M_{px} = 68212969 \text{ kg cm}$$

Como  $M_{pcx} > F_R M_{px}$  entonces se tomará el valor de  $F_R M_{px}$

$$M_{pcx} = 68212969 \text{ kg cm}$$

$$M_{pcy} = 1.18 F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{py}$$

$$M_{py} = Z_y F_x$$

$$M_{py} = 21563(3515)$$

$$M_{py} = 75792188 \text{ kg cm}$$

$$M_{pcy} = 1.18(0.9)(75792188) \left( 1 - \frac{57449}{0.9(1933250)} \right)$$

$$M_{pcy} = 77833634 \text{ kg cm}$$

$$F_R M_{py} = 68212969 \text{ kg cm}$$

Como  $M_{pcy} > F_R M_{py}$  entonces se tomará el valor de  $F_R M_{py}$

$$M_{pcy} = 68212969 \text{ kg cm}$$

$$M_{uox} = 40272600 \text{ kg cm}$$

$$M_{uoy} = 8429700 \text{ kg cm}$$

$$\alpha = 1.70 - p / 2 \ln p$$

$$p = P_u / F_R P_y$$

$$p = 262029 / (0.9) (3302413)$$

$$p = 0.03$$

$$\alpha = 1.7 - 0.03/2 \ln (0.03)$$

$$\alpha = 1.7$$

$$\left( \frac{40272600}{68212969} \right)^{1.7} + \left( \frac{8429700}{68212969} \right)^{1.7} \leq 1.0$$

$$0.4072 + 0.0283 < 1$$

Se cumple la ecuación de interacción, por lo tanto la sección inferior de la columna es adecuada para resistir los esfuerzos.

### Revisión de la columna completa

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}}\right)^\beta + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}}\right)^\beta \leq 1.0$$

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c}\right)$$

$M_m$  se calculará de acuerdo a la parte de revisión por flexión de miembros no soportados lateralmente tomando el valor del momento resistente alrededor del eje x.

$$M_u = (1/C) \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2}$$

Al observar los signos de los momentos actuantes, se puede afirmar que la columna se flexiona en curvatura simple alrededor del eje x, por lo tanto la expresión para calcular C es la siguiente:

$$C = 0.6 + 0.40 M_1/M_2$$

$$M_1 = 36806500 \quad \text{kg cm}$$

$$M_2 = 40272600 \quad \text{kg cm}$$

$$C = 1$$

$$M_{c1} = \frac{2039000(550.00)(2.5)}{1382/34}$$

$$M_{c1} = 66992026 \quad \text{kg cm}$$

$$M_{c2} = \frac{4.7(2039000)(550.00)(75)}{(1382/34)^2}$$

$$M_{c2} = 225707199 \quad \text{kg cm}$$

$$M_u = 243833626 \quad \text{kg cm}$$

$$M_p = F_R Z F_y$$

$$M_p = 68212969 \quad \text{kg cm}$$

$$\frac{2}{3} M_p = 45475313 \quad \text{kg cm}$$

Como  $M_u > \frac{2}{3} M_p$  entonces

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left( 1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right)$$

$$F_R M_p = 61391672 \text{ kg cm}$$

$$M_R = 1.15(0.9)(68212969)(1 - (0.28(68212969)/2243833626))$$

$$M_R = 65070250 \text{ kg cm}$$

$$M_R = 61391672 \text{ kg cm} = M_m$$

$$R_c = \frac{F_y}{[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}]^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{(0.75)(1382)}{34} \sqrt{\frac{3515}{\pi^2(2039000)}}$$

$$\lambda = 0.4$$

$$R_c = \frac{3515}{[1 + (0.4)^{2(1.4)} - 0.15^{2(1.4)}]^{1/1.4}} (55000)(0.9) \leq (3515)(55000)(0.9)$$

$$R_c = 1653982 \text{ kg}$$

$$M_{ucx} = (61391672)(1 - 57449/1653982)$$

$$M_{ucx} = 59259309 \text{ kg cm}$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{R_c} \right)$$

$$M_{ucy} = 0.9 (21563) (3515) (1 - 57449/1653982)$$

$$M_{ucy} = 65843676 \text{ kg cm}$$

$$M_{uox} = 40272600 \text{ kg cm}$$

$$M_{uoy} = 8429700 \text{ kg cm}$$

$$\beta = 1.3 + 1000(0.09)/(1382/34)^2 \geq 1.4$$

$$\beta = 1.3$$

Por lo tanto se tomará:

$$\beta = 1.4$$

$$\left( \frac{40272600}{59259309} \right)^{1.4} + \left( \frac{8429700}{65843676} \right)^{1.4} \leq 1.0$$

$$0.582 + 0.056 < 1.0$$

Se cumple la ecuación de interacción, por lo tanto la columna completa es adecuada para resistir los esfuerzos.

### V.A.3. REVISIÓN POR CORTANTE

El RCDF distingue 4 tipos de falla del alma de una sección por cortante. Dependiendo del tipo de falla el RCDF determina las expresiones para calcular la resistencia nominal, con la cual, utilizando la siguiente expresión se determina la resistencia de diseño.

$$V_R = V_N F_R$$

a) Si  $h/t \leq 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$ ,  $V_N = 0.66 F_y A_a$

b) Si  $1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < h/t \leq 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$ ,  $V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a$

c) Si  $1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < h/t \leq 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$  hay dos casos:

c<sub>1</sub>) Estado límite de iniciación del pandeo del alma:

$$V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a$$

c<sub>2</sub>) Estado límite de falla por tensión diagonal:

$$V_N = \left[ \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} \left( 1 - \frac{0.87}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] A_a$$

d) Si  $h/t > 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$  hay dos casos:

d<sub>1</sub>) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{1845000k}{(h/t)^2} A_a$$

d<sub>2</sub>) Estado límite de falla por tensión diagonal:

$$V_N = \left[ \frac{1845000k}{(h/t)^2} \left( 1 - \frac{0.87}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] A_a$$

$k = 5.0 + 5.0 / (a/h)^2$  (cuando no se tienen atiesadores, k toma el valor de 5)

$A_a$  es el área del alma

$h$  es el peralte del alma (distancia libre entre patines)

$t$  es el espesor del alma

$a$  es la separación entre atiesadores

Adicionalmente debe de tomarse en cuenta si la trabe necesita atiesadores intermedios o no comparando  $h/t$  con  $3600/\sqrt{F_y}$ . Si  $h/t$  es mayor que el cociente antes mencionado, debe revisarse que el cortante resistente (calculado como si la falla no fuera por tensión diagonal, y tomando  $k = 5$ ) sea mayor que el cortante de diseño, de no ser así se calcula el área y separación necesaria de los atiesadores.

Se revisarán a cortante dos traveses de la estructura, una de sección variable y otra de sección constante a manera de ejemplo. En la siguiente figura se indican estos dos elementos como se ha hecho anteriormente.

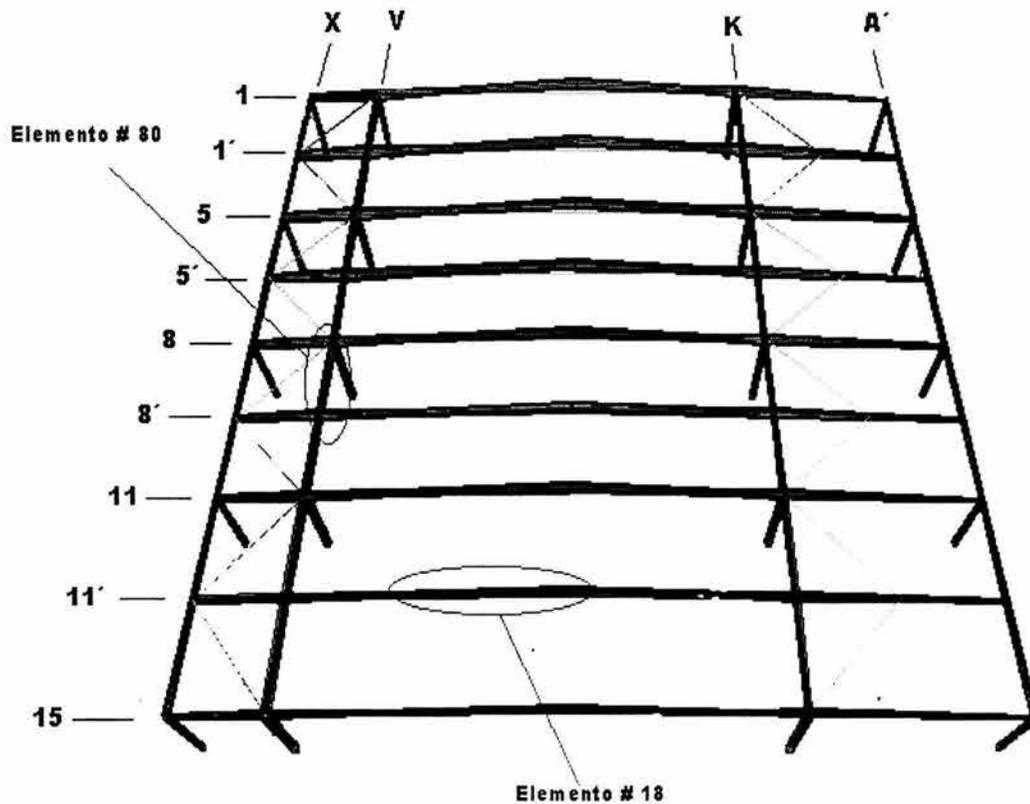
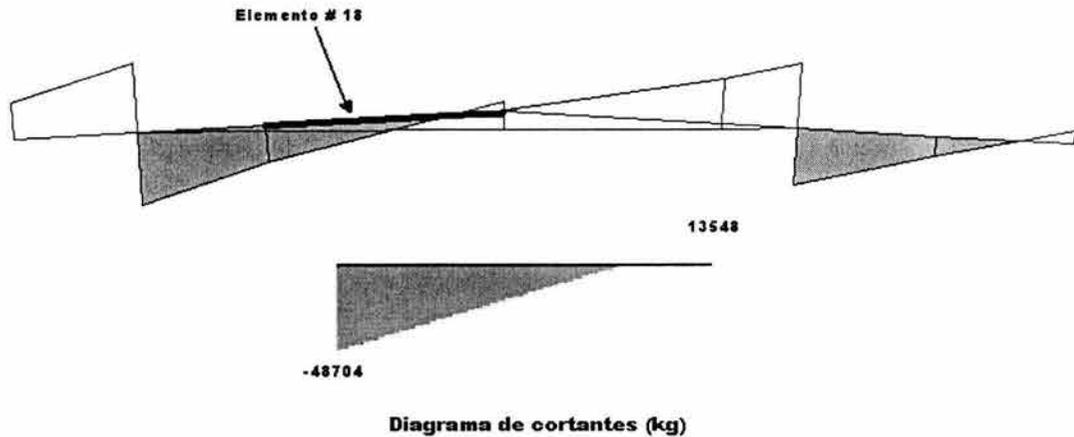


Figura 69

## REVISIÓN POR CORTANTE DEL ELEMENTO No. 18

El elemento número 18 tiene asignada una sección S3MST, sección de peralte variable. A continuación se presenta el diagrama de cortantes del elemento número 18, en el cual se verá que la sección crítica a cortante es la inicial debido a que es la de menor peralte y en ella actúa el cortante máximo. Después de que se muestre el diagrama de cortantes, se presentará el proceso de revisión de la trabe.



### ***Propiedades geométricas de la sección***

$d_{ini} =$	130	cm
$d_{fin} =$	220	cm
$b_f =$	60	cm
$t_w =$	1.6	cm
$t_f =$	2.5	cm

### ***Propiedades del material***

$F_y =$	3515	kg/cm <sup>2</sup>
$E =$	2039000	kg/cm <sup>2</sup>

### ***Revisión del tipo de falla***

$$h/t = 125/1.6$$

$h/t =$	78.125	$> 2000 \sqrt{\frac{5}{3515}}$	$= 75.43$	Por lo tanto se utilizarán las ecuaciones del inciso d.
$h/t =$	78.125	$> 3600 / \sqrt{3515}$	$= 60.72$	Por lo tanto deberá revisarse adicionalmente si la trabe requiere o no atiesadores.

**Cortante de diseño  $V_u$**

$$V_u = -48704 \text{ kg}$$

**Calculo de  $V_R$**

$$V_N = \frac{1845000 \text{ k}}{(h / t)^2} A_a$$

$$V_N = \frac{1845000 (5)}{(125 / 1.6)^2} (200)$$

$$V_N = 302285 \text{ kg}$$

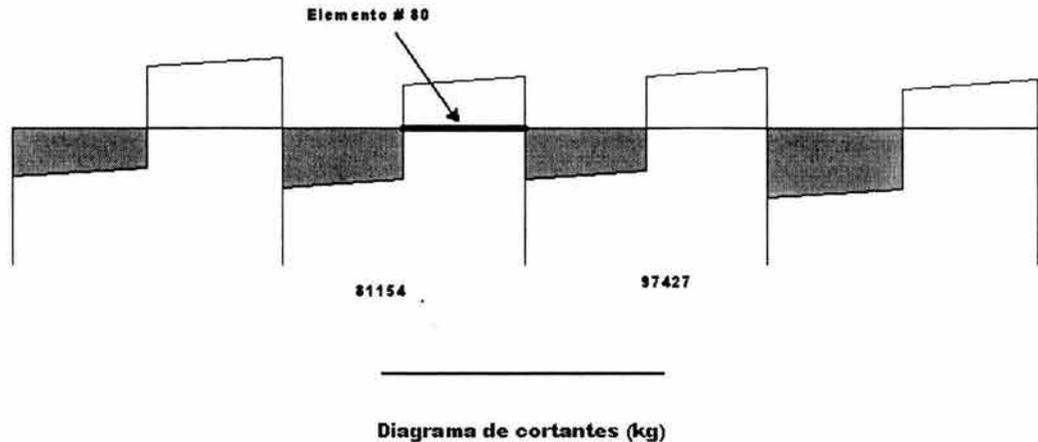
$$V_R = V_N F_R$$

$$F_R = 0.9$$

$$V_R = 272056 \text{ kg} > V_u \text{ por lo tanto la sección es adecuada y no se requieren atiesadores por cortante}$$

**REVISIÓN POR CORTANTE DEL ELEMENTO No. 80**

El elemento número 18 tiene asignada una sección T2, sección de peralte constante. A continuación se presenta el diagrama de cortantes del elemento número 80, en el cual se verá el valor del cortante máximo. Después de que se muestre el diagrama de cortantes, se presentará el proceso de revisión de la trabe.



**Propiedades geométricas de la sección**

$$d = 240 \text{ cm}$$

$$b_f = 60 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.6 \text{ cm}$$

$$t_f = 2.5 \text{ cm}$$

### Propiedades del material

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2039000 \text{ kg/cm}^2$$

### Revisión del tipo de falla

$$h/t = 235/1.6$$

$$h/t = 146.88 > 2000 \sqrt{\frac{5}{3515}}$$

$$= 75.43$$

Por lo tanto se utilizarán las ecuaciones del inciso d.

$$h/t = 146.88 > 3600 \sqrt{3515}$$

$$= 60.72$$

Por lo tanto deberá revisarse adicionalmente si la trabe requiere o no atiesadores.

### Cortante de diseño $V_u$

$$V_u = 97427 \text{ kg}$$

### Calculo de $V_R$

$$V_N = \frac{1845000 k}{(h/t)^2} A_a$$

$$V_N = \frac{1845000(5)}{(235/1.6)^2} (200)$$

$$V_N = 160790 \text{ kg}$$

$$V_R = V_N F_R$$

$$F_R = 0.9$$

$$V_R = 144711 \text{ kg}$$

>

$V_u$  por lo tanto la sección es adecuada y no se requieren atiesadores por cortante

## V. B. REVISIÓN POR ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Dentro del capítulo III (Criterios de Diseño Estructural) del RCDF se establece que se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas. En este trabajo solo se revisarán desplazamientos tanto verticales en las trabes como horizontales en los nudos superiores.

## V.B.1. FLECHAS

El límite permisible que marca el reglamento RCDF para desplazamientos verticales al centro del claro (flechas) de las traveses es igual a la longitud del claro dividida entre 240 más 0.5 cm. En las siguientes figuras, 70, 71 y 72 se muestran los marcos deformados indicándose las flechas máximas para cada uno.

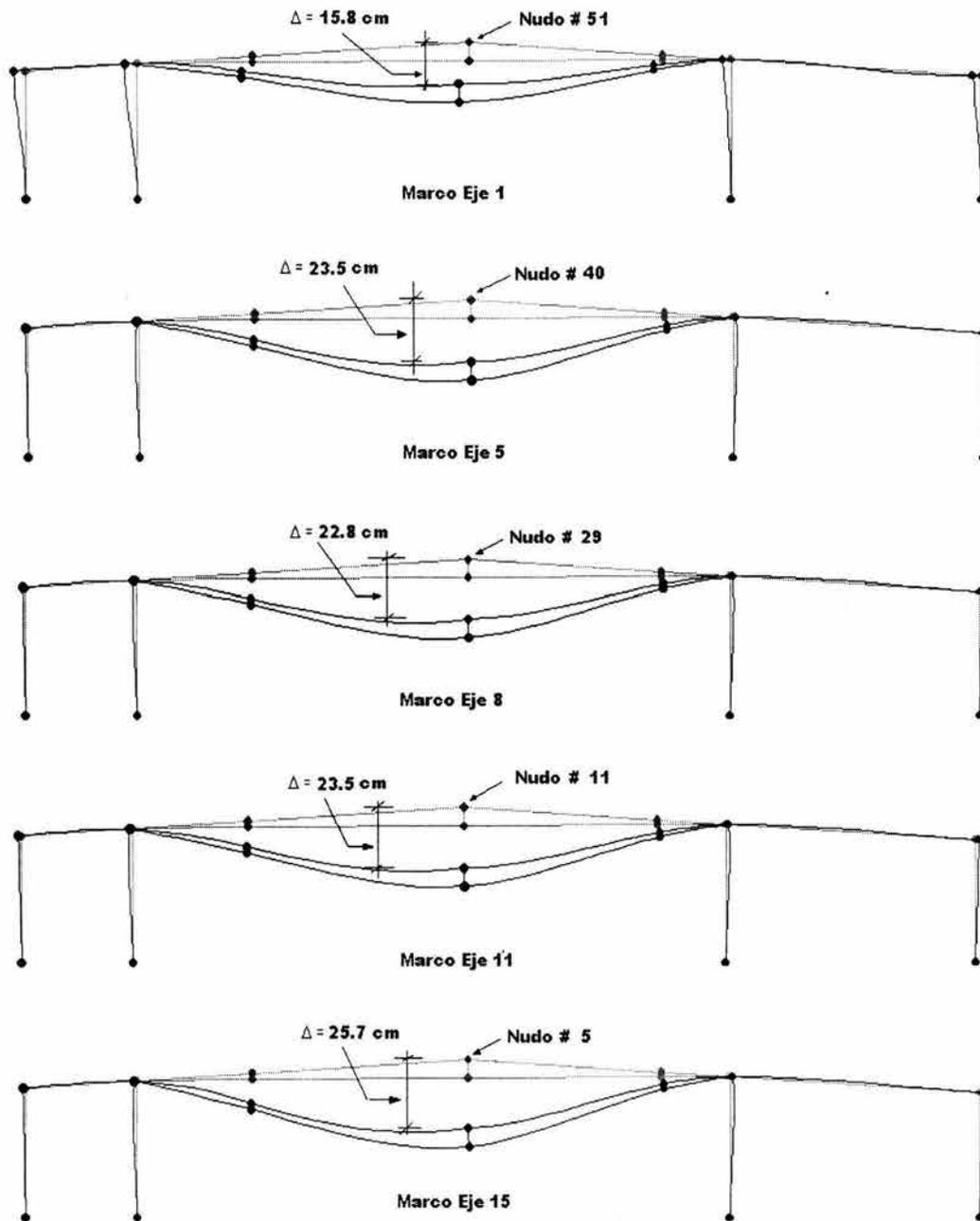
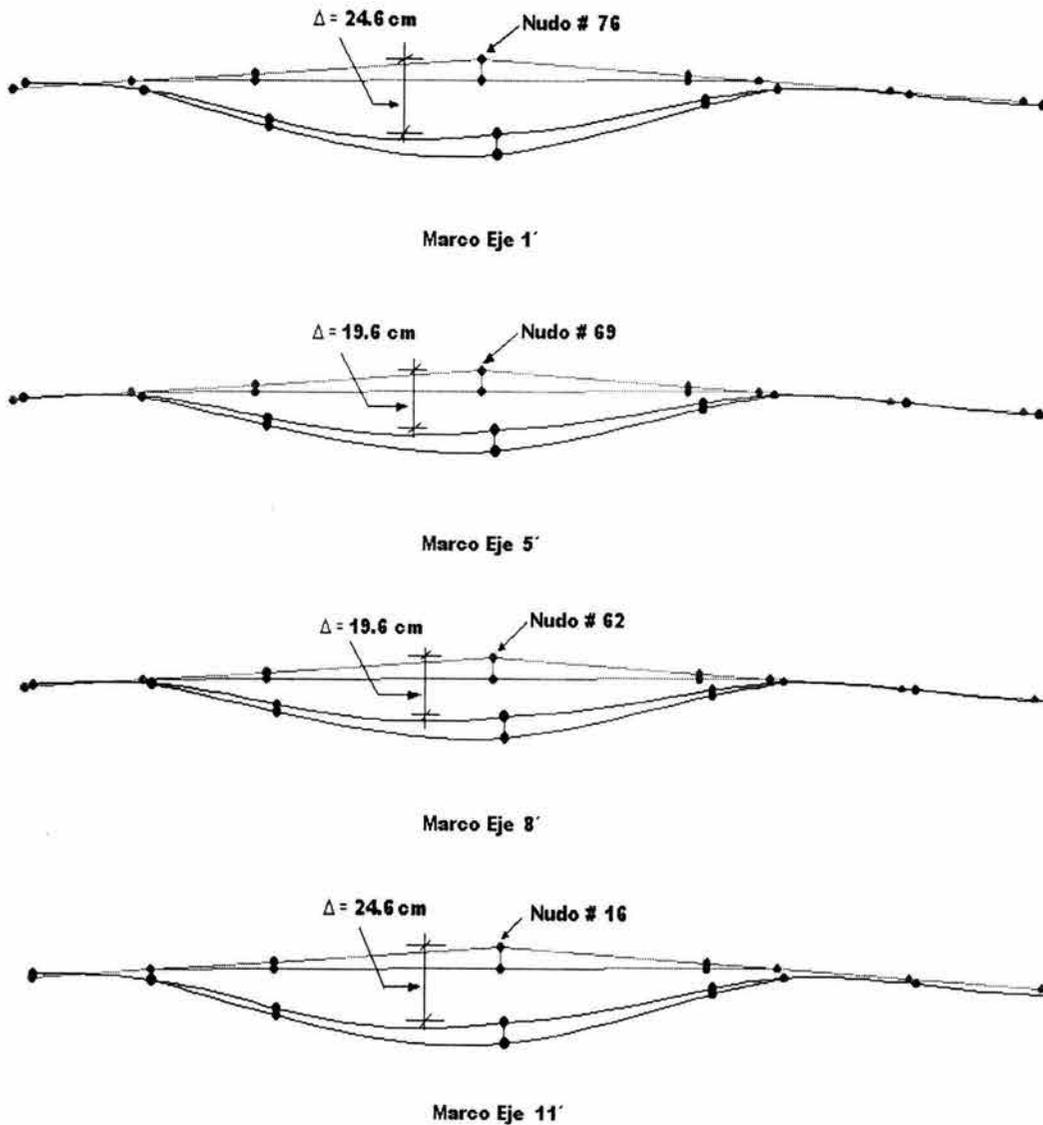


Figura 70



**Figura 71**

La flecha permisible para los marcos de las dos anteriores figuras es la que a continuación se calcula:

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{L}{240} + 0.5$$

$$\Delta_{\text{perm}} = \frac{7920}{240} + 0.5$$

$$\Delta_{\text{perm}} = 33.5 \text{ cm}$$

Observando las flechas en las figuras y comparándolas con la permisible se puede afirmar que no hay problema.

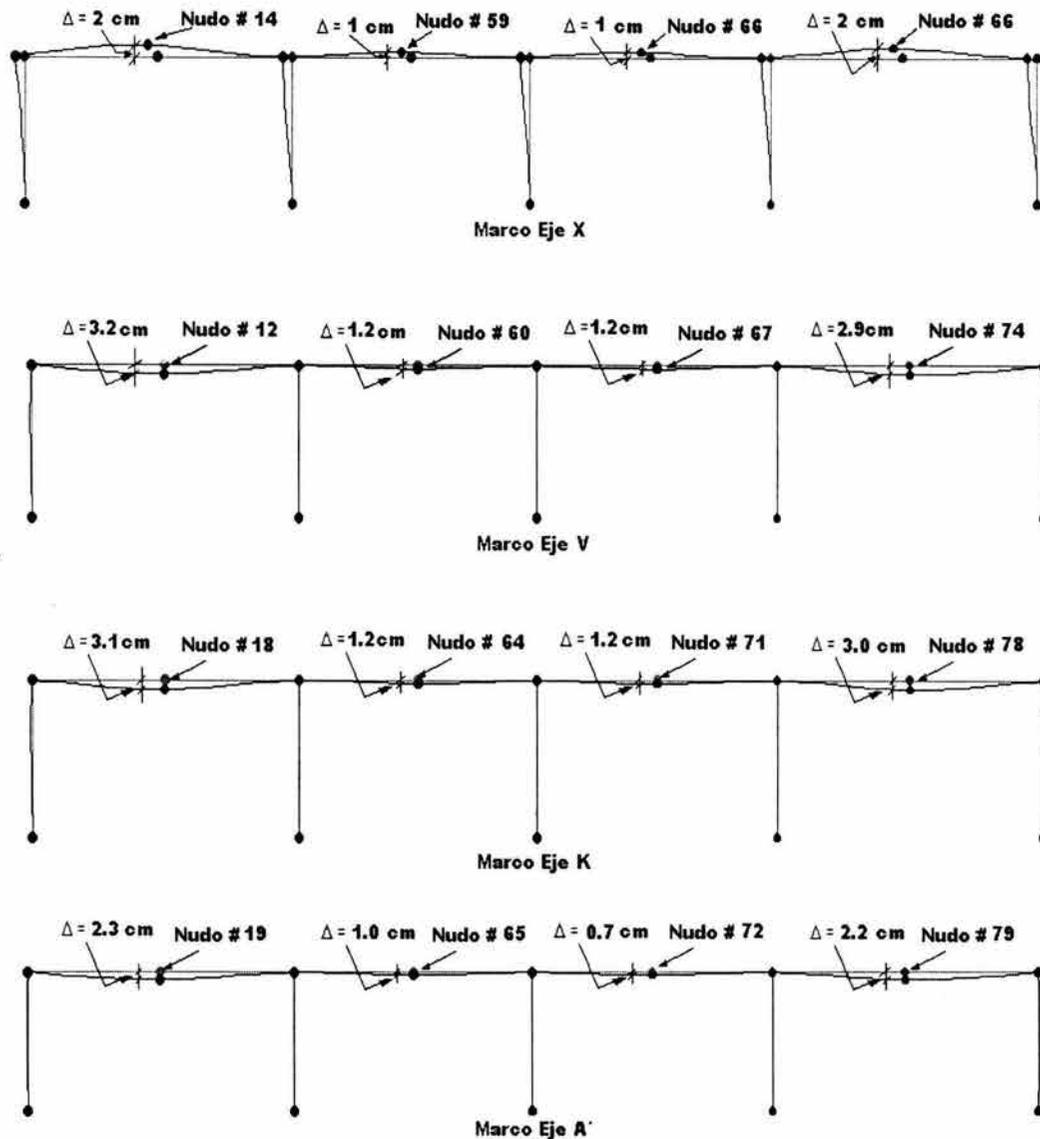


Figura 72

En el caso de los marcos de la figura 72, hay dos flechas permisibles, una para los marcos de los extremos y otra para los marcos intermedios, ya que tienen claros diferentes. El claro para los marcos extremos es de 15 m y el claro para los marcos intermedios es de 13.5 m. A continuación se calcularán las dos:

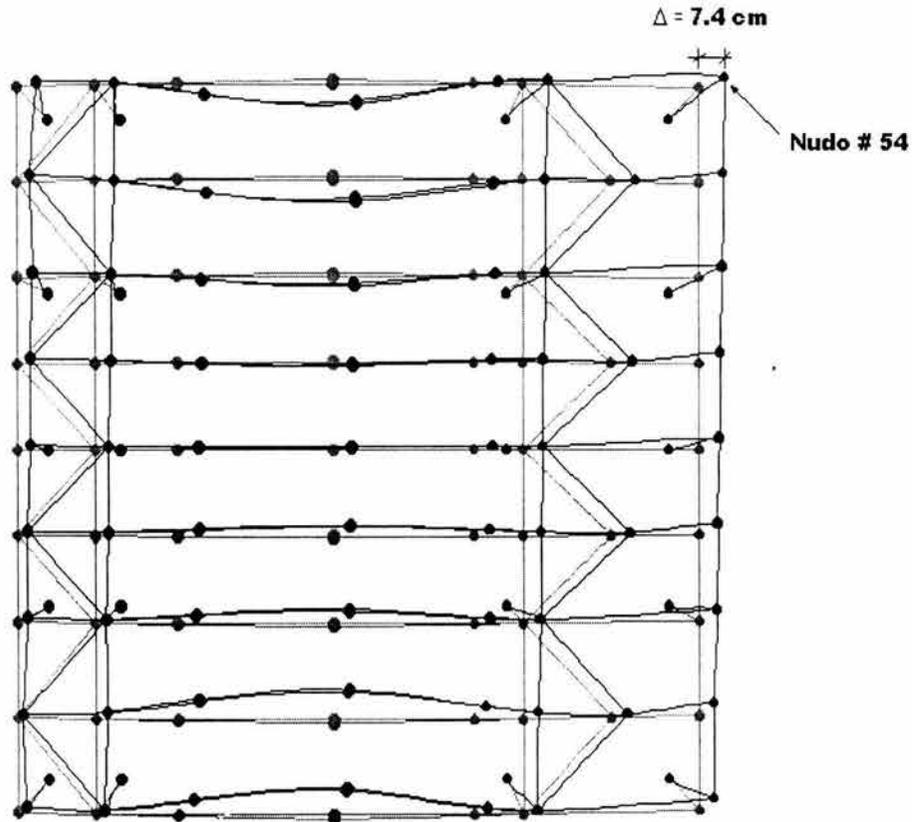
$$\Delta_{\text{perm}} (\text{extremos}) = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{perm}} (\text{intermedios}) = \frac{1350}{240} + 0.5 = 6.13 \text{ cm}$$

Observando las flechas en las figuras y comparándolas con la permisible se puede afirmar que no hay problema.

### V.B.1. DESPLAZAMIENTOS

Cuando se trata de desplazamientos horizontales en las estructuras provocados por sismo, el límite que marca el RCDF para estructuras donde no existen muros ligados a las mismas, como es el caso de la estudiada en este trabajo, es de 1.2 % de la altura. Dicho valor permisible se compara con el desplazamiento multiplicado por Q el factor de comportamiento sísmico que para este caso vale 2.4. Las siguientes cuatro figuras muestran los desplazamientos máximos en dirección “x” y “y” positivos y negativos con los valores correspondientes.



**Figura 73**

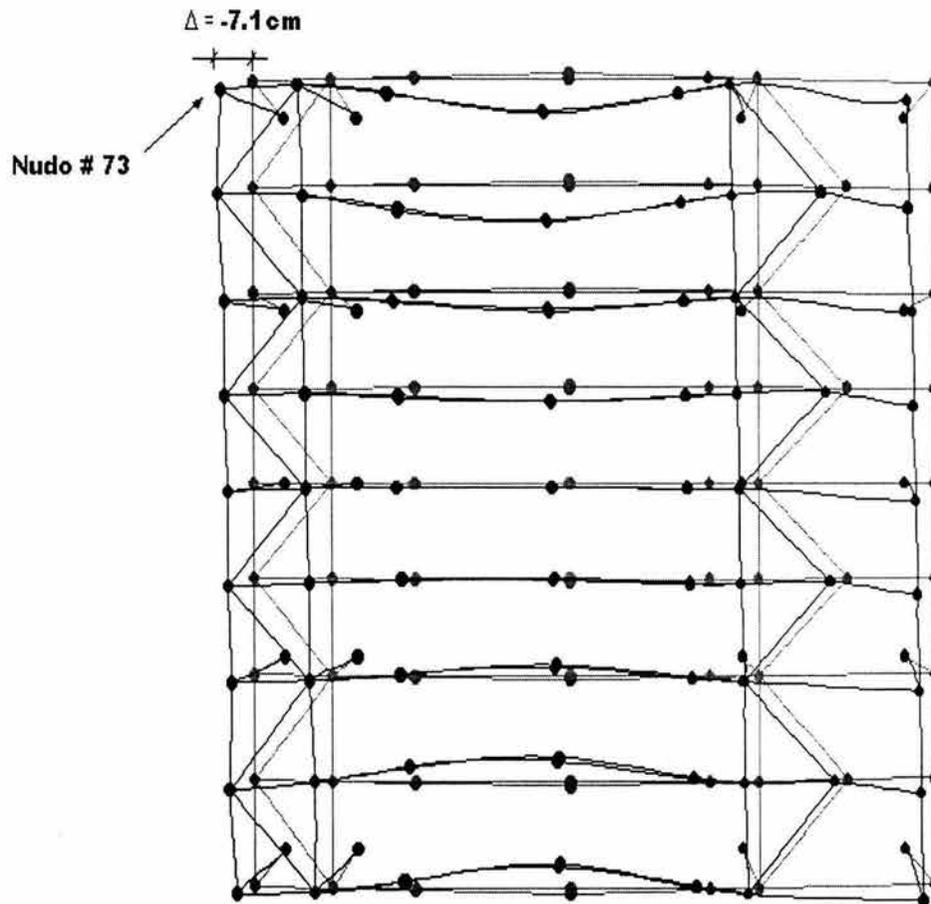
En la anterior figura se indica el desplazamiento máximo positivo en “x” que se presenta en el nudo # 54. La altura que tiene ese nudo es de 14.08 m a eje centrodial, por lo tanto el desplazamiento permisible es:

$$\Delta_{\text{perm}} = 0.012 (14.08) = 0.169 \text{ m} = 16.9 \text{ cm}$$

y el que se presenta:

$$\Delta = 7.4 (2.4) = 17.76 \text{ cm}$$

Como se puede ver, el desplazamiento excede ligeramente el permisible, pero es aceptable ya que no es más del 5 %.



**Figura 74**

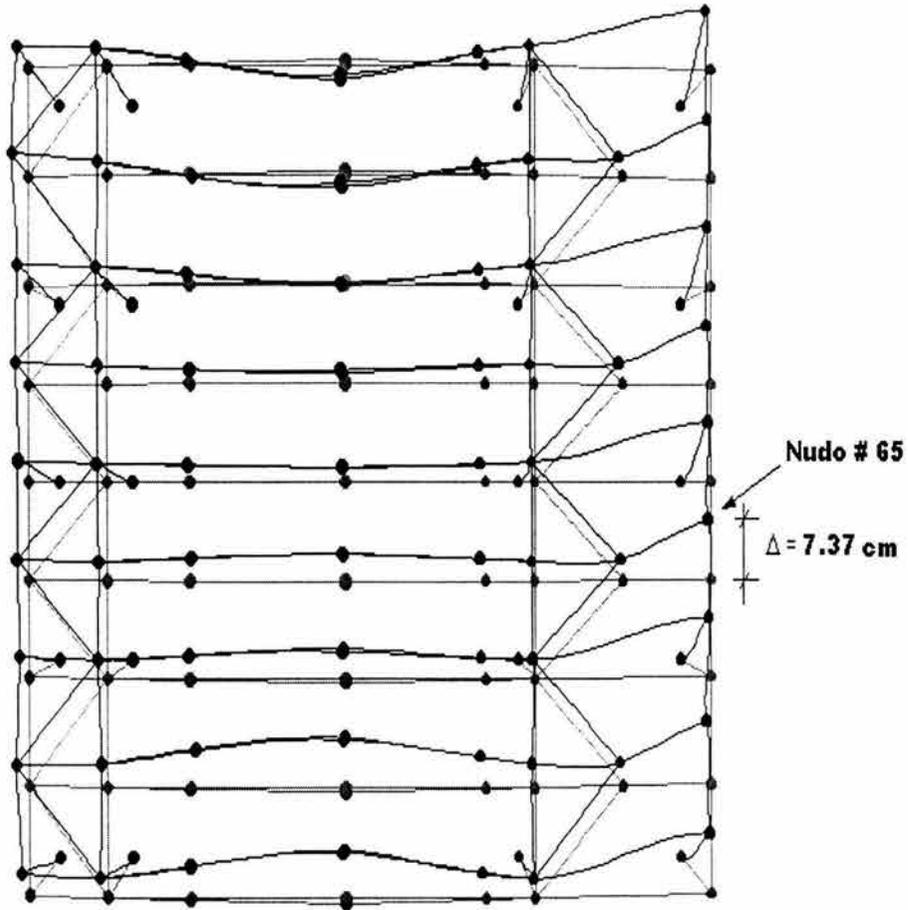
En la anterior figura se indica el desplazamiento máximo negativo en “x” que se presenta en el nudo # 73. La altura que tiene ese nudo es de 14.60 m al eje centroidal, por lo tanto el desplazamiento permisible es:

$$\Delta_{perm} = 0.012 (14.60) = 0.175 \text{ m} = 17.5 \text{ cm}$$

y el que se presenta es:

$$\Delta = 7.1 (2.4) = 17.04 \text{ cm}$$

El desplazamiento está por debajo del límite permisible y por lo tanto también es aceptable.



**Figura 75**

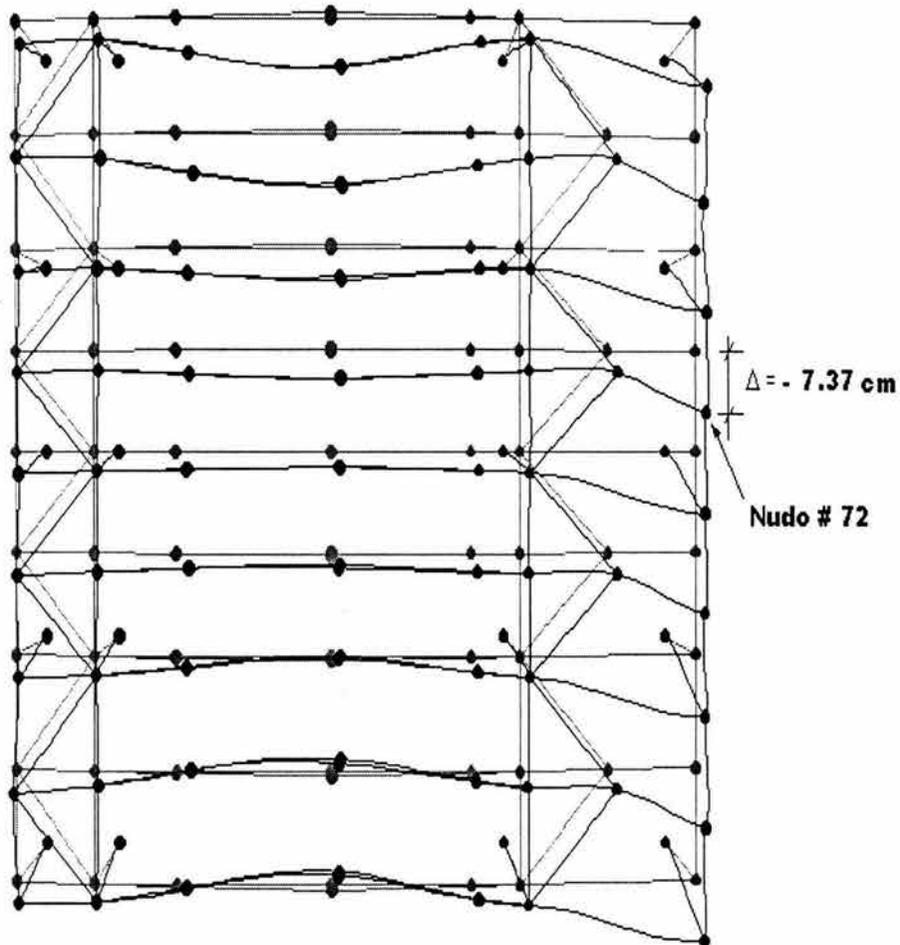
En la anterior figura se indica el desplazamiento máximo positivo en “y” que se presenta en el nudo # 65. La altura que tiene ese nudo es de 14.08 m al eje centroidal, por lo tanto el desplazamiento permisible es:

$$\Delta_{perm} = 0.012 (14.08) = 0.169 \text{ m} = 16.9 \text{ cm}$$

y el que se presenta es:

$$\Delta = 7.37 (2.4) = 17.68 \text{ cm}$$

El desplazamiento en este caso está también excediendo el límite permisible en no más del 5 % y por lo tanto también es aceptable.



**Figura 76**

En la anterior figura se indica el desplazamiento máximo negativo en “y” que se presenta en el nudo # 72. La altura que tiene ese nudo es de 14.08 m al eje centroidal, por lo tanto el desplazamiento permisible es:

$$\Delta_{perm} = 0.012 (14.08) = 0.169 \text{ m} = 16.9 \text{ cm}$$

y el que se presenta es:

$$\Delta = 7.37 (2.4) = 17.68 \text{ cm}$$

El desplazamiento excede el límite permisible en no más del 5 % y por lo tanto también es aceptable.

## VI. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El desarrollo que han alcanzado los programas de cómputo hoy en día es tal que podría pensarse que bastaría con enseñar a alguien el proceso de introducción de datos y de análisis de resultados para diseñar cualquier estructura. La realidad es que sí son una herramienta muy eficiente, pero si no están en manos de alguien con el criterio y los conocimientos necesarios para interpretar correctamente los resultados, se pueden cometer errores muy grandes que podrían desembocar en costos muy elevados en la construcción de algún proyecto (en el caso de un diseño muy sobrado) o la presencia de algún estado límite de falla o de servicio (en el caso de un diseño escaso). En éste trabajo se da una explicación básica del uso del programa de análisis y diseño estructural SAP2000, pero se hace especial énfasis en la necesidad de que la persona que lo esté utilizando tenga los conocimientos ingenieriles suficientes o esté supervisado por alguien que los tenga para la correcta interpretación de los resultados que se obtengan.

En la práctica profesional un proyecto estructural completo contiene, además de lo que aquí se muestra, el diseño de conexiones entre trabes y columnas, diseño de empalmes para elementos muy largos y diseño de placas base y anclas para las columnas.

El ingeniero estructurista tiene que tener en cuenta también que el proyecto que diseñe sea hasta cierto punto de fácil construcción y montaje para que en un determinado caso no requiera complejos procesos que provoquen a que la obra sea demasiado cara y por tal motivo no pueda llevarse a cabo. También tiene que considerar y visualizar el proceso constructivo para tomar en cuenta las solicitaciones debidas a éste.

En la actualidad existen ya una buena cantidad de materiales para la construcción y de procesos constructivos muy eficientes que hacen que el ingeniero estructurista esté inmerso en un continuo proceso de investigación que hasta cierto punto es fascinante, ya que promueve la creatividad y el ingenio para diseñar estructuras cada vez más ligeras, seguras, baratas y fáciles de construir. Todo esto provoca una atracción cada vez mayor para los inversionistas, quienes buscan proyectos rentables y que les garanticen mayores ganancias, lo cual resulta muy benéfico para la economía del país. Así el papel del ingeniero estructurista en la economía es muy importante ya que tiene los conocimientos y la creatividad necesarios para la generación de proyectos que mejoren la situación del país.

La comunicación que debe de haber entre el ingeniero estructurista y los ingenieros pertenecientes a las demás disciplinas involucradas en el mismo proyecto es muy importante y algo que no se debe de perder de vista, ya que aunque el proyecto estructural sea el óptimo, si no se tiene un buen conocimiento del comportamiento del suelo o del tipo de instalaciones, o de algún otro aspecto que

debe de considerarse, la obra puede resultar disfuncional o presentar severos problemas de estabilidad, etc.

Últimamente se ha comentado mucho el hecho de que todo parece indicar que el ingeniero estructurista se está convirtiendo en una especie en peligro de extinción debido que el desarrollo de programas de cómputo (software) lo está provocando. Por tal motivo la labor del ingeniero estructurista se está devaluando cada vez más. Esto genera actualmente un problema muy grande en cuanto a la remuneración y el prestigio que tiene el ingeniero estructurista frente a sus colegas de otras disciplinas y frente a la sociedad misma, pero yéndonos un poco más lejos podemos hacer el siguiente ejercicio mental: el desarrollo de software no solo se ha dado en la ingeniería estructural, se ha dado también tanto en otros campos de la ingeniería como en otras áreas del conocimiento. Ahora bien, imaginemos que ese desarrollo se alcanzará pronto en prácticamente todas éstas áreas y exageremos un poco diciendo que tal desarrollo llegará a la automatización completa de los procesos. La pregunta es, ¿dejarán de existir entonces las carreras tal y como las conocemos ahora y se limitarán a una preparación breve de uso del software?, ¿se omitirá toda la parte de razonamiento y de preparación matemática y física?, ¿las computadoras llegarán a reemplazar el intelecto, raciocinio y capacidad creativa del ser humano?. La respuesta se deja a juicio del lector.

No hay que despreciar ni dejar de dar importancia a la investigación y desarrollo de nuevos materiales que tienden a que en un futuro no muy lejano, las estructuras sean mucho mas ligeras, fáciles de transportar y de montar y más resistentes.

En Ingeniería, como en muchas otras disciplinas, es indispensable que los proyectos se apeguen a los reglamentos de las localidades a las que pertenezcan y aunque se ha avanzado mucho en cuanto a la emisión de normas y leyes al respecto, creo que todavía existen deficiencias. Por tal razón, considero necesario que el ingeniero consulte también bibliografía ajena a la legislación guiándose por su criterio y experiencia para la solución de los problemas que se le presenten.

La ingeniería de un proyecto no comienza ni termina en el proyecto estructural, es una parte muy importante, pero no todo obviamente. Lo que aquí se quiere resaltar es el hecho de que la labor del ingeniero va más allá del diseño de la estructura, hay muchos problemas a los que se tiene que enfrentar también durante el proceso de construcción, problemas en ocasiones más complejos que los que implica el cálculo mismo de la estructura.

Adentrándose un poco más en lo que es la estructura en estudio y en el proceso de análisis y diseño desarrollado, hay que comentar el hecho de que para llegar a las secciones finales de elementos se tiene que seguir un proceso iterativo (el cuál no se presenta en este trabajo) que consiste en proponer secciones y analizar su comportamiento ante las acciones que se presentan y así ir observando que tan escasas o tan sobradas están las secciones para llegar finalmente a las que reúnan los requisitos necesarios para no exceder los estados limite de falla ni de servicio. Hay algunos otros elementos de la estructura de los cuales se habló en un principio pero

que no se revisaron tales como los tensores y los contraventeos, que en realidad tienen funciones muy importantes en la estructura. En general estas funciones se refieren a la limitación en cuanto a desplazamientos excesivos de la estructura. Así, si no se hubieran utilizado los contraventeos en la cubierta, la estructura no hubiese cumplido con los límites permisibles de desplazamiento horizontal y se hubiera tenido que rigidizar aumentando las secciones de trabes y columnas y por lo tanto el costo de la estructura. Las riostras son otros elementos importantes en la estructura que se mencionaron en la parte de diseño por flexión y que sirven para sujetar o atiesar los patines en compresión de las trabes en las regiones de momento negativo y que van de los largueros tipo joist a los patines en compresión. Todo esto se dejará a nivel de comentario y se mencionará también que todos estos tipos de detalles deben de diseñarse de acuerdo con las solicitaciones que se presenten.

Debido a que el enfoque de ésta tesis es meramente didáctico, no se había comentado abiertamente que la estructura a la que se refiere es el Cuerpo D del Centro de Convenciones del Hipódromo de las Américas. Hay que enfatizar la importancia que tiene este centro de reunión, ya que en él se llevan a cabo exposiciones, exhibiciones, congresos y demás actividades donde llegan personas de todo el mundo para convivir e intercambiar experiencias en todas las ramas del conocimiento. Así el valor social que tiene es muy grande y beneficia a muchas personas no solo del país sino de otros países también. Aunque la ubicación del mismo dificulta un poco su acceso, dadas las condiciones de tránsito en las vías cercanas, en la mayoría de los eventos que se llevan a cabo ahí, asiste una gran cantidad de personas.

En el caso de éste estudio, como ya se sabe, la estructura desplanta sobre otra estructura de concreto reforzado a base de marcos rígidos en ambas direcciones. Los efectos sísmicos, como se pudo observar en la parte de solicitaciones de éste trabajo, se amplifican bastante llegando a ser las fuerzas sísmicas de casi el triple que las que se tuvieran si no se tomaran en cuenta dichos efectos.

El periodo natural de vibración de la estructura en ambas direcciones, que se utilizó en la parte del análisis eólico estático, se calculó también por medio del programa SAP2000, que lo hace utilizando el método de los valores y vectores característicos, que no es objeto de estudio de este trabajo, simplemente se comenta para que el lector sepa de dónde se obtiene dicho valor y cómo.

Uno de los problemas a los que se tuvo que hacer frente durante el desarrollo de éste trabajo, fue el de si sería válido el tomar o no en cuenta los efectos de torsión en los cálculos ya que para que se tomen en cuenta dichos efectos el sistema de techo tiene que ser lo suficientemente rígido para transmitir las fuerzas cortantes que se generan por la torsión. En un principio se pensó que el sistema de techo de lámina tendría muy poca rigidez como para poder transmitir las fuerzas pero después se pensó en que los largueros tipo joist darían la rigidez necesaria para lograr dicha transmisión de fuerzas. Finalmente se aplicaron los efectos de torsión, evaluando los cuatro casos de posición de la excentricidad, resultando así una gran cantidad de combinaciones de carga.

En conclusión este trabajo representa una guía paso a paso a un nivel general del uso y aplicación del programa de análisis estructural SAP 2000, que como se observó a lo largo de su desarrollo, tiene un enorme potencial en el campo de la Ingeniería Civil y en específico en el área de estructuras.

Se puede asegurar que se puede analizar y diseñar prácticamente cualquier tipo de estructura y que se pueden modelar las acciones a las que están sometidas las estructuras con relativa facilidad haciendo en algunas ocasiones algunas suposiciones o simplificaciones de los fenómenos.

La eficiencia que se puede lograr con este programa es de suma importancia en los despachos que se dedican al cálculo estructural y es indispensable contar con un ejemplar para el desarrollo de los proyectos.

## BIBLIOGRAFÍA

Alexander Chajes, "Structural Analysis", Editorial Prentice Hall, Segunda Edición, Englewood Cliffs, Nueva Jersey, 1993, p.p. 392-516.

Yuan -Yu Hsieh, "Elementary Theory of Structures", Editorial Prentice Hall, Englewood Cliffs, Nueva Jersey, 1970, p.p. 373-395.

Charles G. Salomon, John E. Johnson, "Steel Structures Design and Behavior", Editorial Harper Collins, Tercera Edición, 1990, p.p. 41-52.

Robert W. Fitzgerald, "Mecánica de Materiales", Editorial Alfaomega, 1990, p.p. 5 -10.

Héctor Soto Rodríguez, "Diseño de Estructuras Metálicas", Volumen I, 2000, p.p. 123-130.

Arnal Simón Luis, Betancourt Suárez Max, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Editorial Trillas, p.p. 182-260, 473-578.

Departamento del Distrito Federal, "Manual de Análisis Sísmico", Secretaría General de Obras, 1987, p.p. 114-116.

Meli Piralla Roberto, "Diseño Estructural", 1ª Edición, Editorial Limusa, México 1985, p.p. 442-462.

Departamento del Distrito Federal, "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, 1995, p.p 16-25, 36-39, 197-215.