

156
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS Y DISEÑO EN EL ESPACIO DE UNA
ESTRUCTURA PARA ENFRIADORES EN
PLANTAS INDUSTRIALES**

**TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
MARTIN SANCHEZ MUÑOZ**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Pag.
CAPITULO I.	1
INTRODUCCION.	2
CAPITULO II.	8
ESTRUCTURA Y PREDISEÑO.	
II.1 <i>Consideraciones Generales.</i>	9
II.2 <i>Estructuración.</i>	12
II.3 <i>Prediseño.</i>	17
CAPITULO III.	52
TOPOLOGIA Y ANALISIS.	
III.1 <i>General.</i>	53
III.2 <i>Topología de la Estructura.</i>	57
III.3 <i>Análisis.</i>	65
CAPITULO IV.	96
REVISION Y DISEÑO.	
IV.1 <i>Revisión y Diseño de Elementos Estructurales.</i>	97
IV.2 <i>Diseño de Soldaduras.</i>	142
CAPITULO V.	161
CONCLUSIONES.	162

APENDICE A.

A.1 *Análisis por sismo.*

166

A.2 *Análisis por viento.*

167

182

CAPITULO I

I N T R O D U C C I O N

I N T R O D U C C I O N

En general todas las industrias emplean los metales y aleaciones en una u otra forma, pero al hablar de la industria petrolera y petroquímica, resulta indispensable referirse a metales como un insumo primordial para la construcción de los bienes de capital que constituyen, ya sea un planta de refinación, equipo de perforación, un sistema de distribución y transporte o la obtención de algún producto petroquímico ya sea básico o secundario.

Bastaría ir a una Planta Industrial para encontrarnos que más del 80% de ella, está formada por acero, surgiendo entre nosotros la pregunta ¿Por qué? ¿A que se debe que el acero se use con más frecuencia que el concreto?

Para responder estas preguntas plantearemos de una manera sencilla el uso del acero como material estructural.

La Ingeniería Estructural para Plantas Industriales, debe evolucionar a la par de las demás especialidades de la Ingeniería de Detalle, para poder llevar a cabo, de una manera eficiente los nuevos proyectos que se requieren para el desarrollo de la Industria Petrolera en México.

Dentro de este contexto el acero es de vital importancia, dado que interviene en la solución de un gran número de necesidades a través de estructuras de cascarón ó reticulares. Los recipientes, tanto verticales como horizontales, los hornos, los solaires¹, las tuberías, los tanques de almacenamiento y las cajas enfriadoras son ejemplos de estructuras tipo cascarón. Las estructuras de apoyo y servicio para equipos, los puentes para tuberías, los cobertizos, el arazón rigidizante en equipos y los bastidores modulares son algunos ejemplos de estructuras metálicas reticulares. --
(Fig. 1.1)

Como se puede dar cuenta, no existe limitante para el empleo del acero en las Plantas Industriales, siendo las siguientes algunas de las ventajas:

- a) Es uno de los materiales estructurales más versátiles ya que combina una alta resistencia tanto en tensión como en compresión.
- b) Posee una gran rigidez (módulo de elasticidad)
- c) Ductilidad o capacidad para deformarse.
- d) Gran tenacidad para absorber energía de impacto
- e) Puede adoptar cualquier forma en una pieza única o como un conjunto de elementos.
- f) Se obtienen cargas muertas menores.

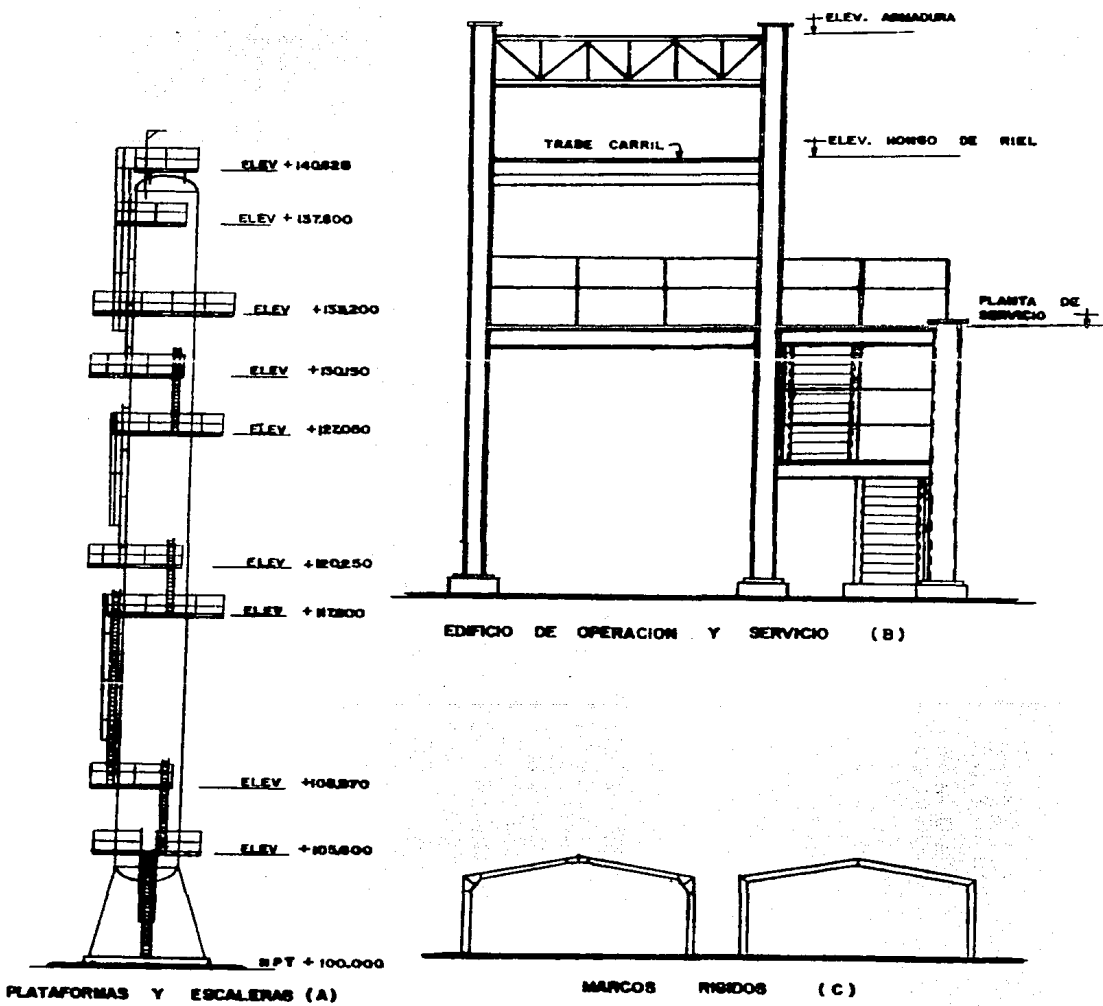


FIG. 1.1.- ESTRUCTURA TIPO CASCARON (A)
TIPO RETICULAR (B) Y (C)

g). Se aprovecha de una manera más óptima todas las características que nos presenta este material

Las desventajas del acero, en general son las siguientes:

- a.- La mayoría de los aceros se corroen al estar expuestos al medio ambiente que existe en las Plantas Industriales, por lo que el costo de un mantenimiento adecuado es alto.
- b.- Las estructuras metálicas deben protegerse contra los riesgos de incendio, aunque usualmente se clasifican como incombustibles.
- c.- La fabricación y montaje requiere de gente especializada, por lo cual representa un costo incial de la estructura elevado respecto al de otros materiales (concreto o madera).

El presente trabajo tiene como objetivo mostrar como se llevó a cabo el análisis y diseño de una estructura metálica reticular de apoyo y servicio para enfriadores de aire.

La importancia de los enfiradores de aire dentro de las Plantas Industriales, radica en su economía y en el evitar contaminación ambiental con respecto a otros sistemas tradi-

-cionales. Para garantizar la circulación del aire, los enfriadores deben colocarse en sitios abiertos, siendo habitual localizarlos sobre la soporteria de tuberías², ya que cumple con este requisito y además no se obstruye el área útil.

Las idealizaciones que se hacen en el análisis y diseño son tomando en consideración las recomendaciones y experiencias de personas vinculadas con este tipo de trabajo.

1. La palabra soloaire es un sinónimo de enfriador de aire, por lo cual dentro de este trabajo se les llamará de una u otra forma indistintamente.
2. La soportería de concreto para tuberías es llamada también "Rack", así mismo su diseño queda a cargo de otro departamento (Civil-Concreto), por lo cual este trabajo está enfocado únicamente al diseño de la estructura de apoyo de acero.

CAPÍTULO II

ESTRUCTURACION

Y

PRELIMINAR

II.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

Respecto a la obra, esta se encuentra ubicada en el municipio de Tula en el estado de Hidalgo, México, en la Unidad Redestiladora del Tren de Lubrificantes perteneciente a "PEMEX" y diseñada por el I.M.P., bajo el Contrato N° E-1260, el tipo de suelo en el que se encuentra es del tipo I (dato proporcionado por el Departamento de Ingeniería Civil-Concreto de su estudio de mecánica de suelos).

Por requisito, los equipos se localizan a cierta elevación, lo cual determina el rango de los niveles de las plantas estructurales de apoyo, para fijar mejor estos niveles, se toman en cuenta las necesidades de servicio de los equipos.

Estas necesidades se traducen en pasillos alrededor de los equipos para permitir el acceso a los instrumentos y accesorios de los mismos y también son necesarios para una buena circulación.

La elevación a la cual se desplantan los enfriadores de aire es la + 113.600 a partir del N.P.T., que es la elevación +100.000. Hay una estructura de concreto (Fig. 2.1) la cual sirve de soporte de tuberías y llega hasta la eleva-

ción + 108.000, por lo cual habrá que diseñar una estructura intermedia que sirva para dar apoyo y servicio a los soldados, la cual es tema del siguiente trabajo.

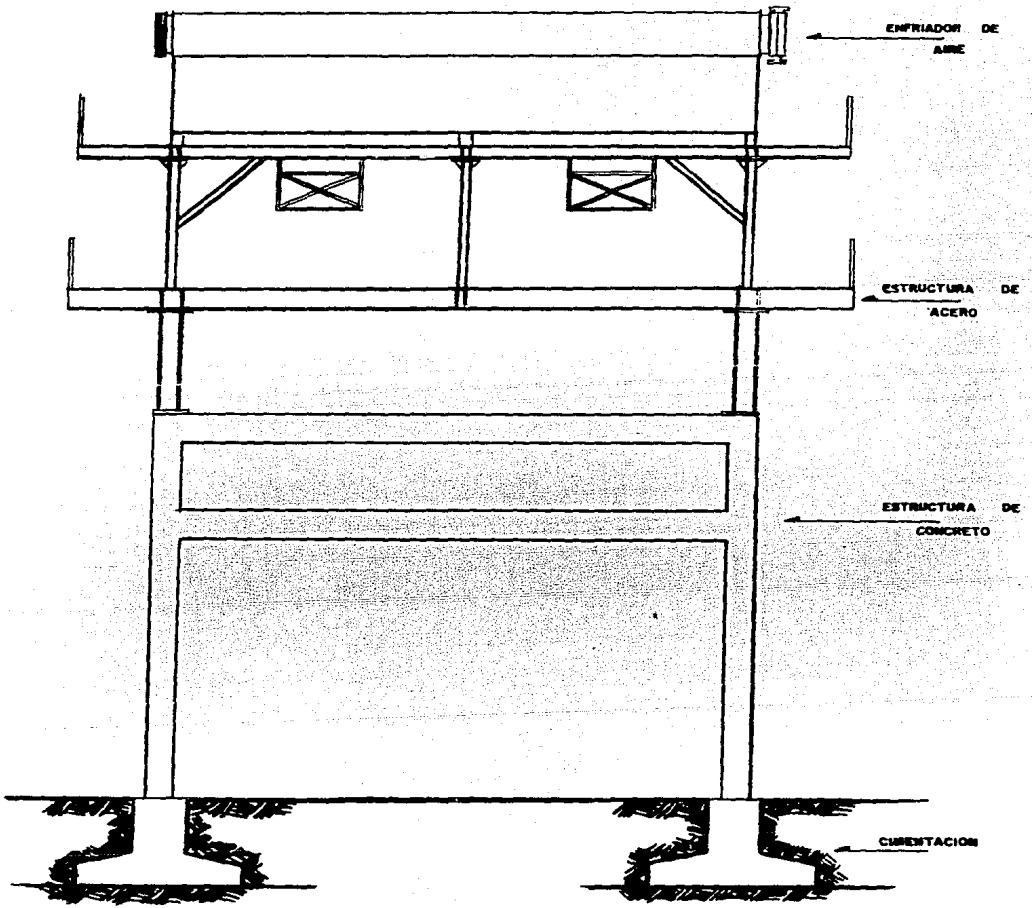


FIG. 2.1.- ELEVACION DEL CONJUNTO

II.2 ESTRUCTURACION

El tipo de estructura se seleccionó con bases funcionales y de servicio tomando en cuenta las consideraciones del diseñador del enfriador de aire y algunos precedentes ya establecidos como son la localización de los accesos.

Además se investigó diferentes formas de estructuración, haciendo análisis comparativos en cuanto a distribución y magnitud de las cargas que transmitiría, así como su efecto sobre la estructura en la cual va a ir apoyada.

Los marcos longitudinales se estructuraron de tal forma (Fig. 2.2) que el desplazamiento máximo de entrepiso no pasará de ± 5 cm. entre los niveles +110.660 y 113.600, ya que ésta es una restricción por parte del diseñador del equipo que se va a apoyar.

Una forma de lograrlo era colocando columnas de inercia grande (Fig. 2.2.A), y otra alternativa era el usar contraventeo diagonal de piso a techo y que la sección de las columnas no fuera muy robusta (Fig. 2.2.B).

Para los marcos entre los niveles +108.000 y +110.600 se usaron patas de gallo para dar mayor rigidez a dicho entrepiso aún, cuando las columnas debido al claro que es de

7.0 mts., tenían que ser de mayor inercia que las anteriores.

Otro inconveniente por lo cual no se eligió la estructuración de la Fig. (2.2.A), fue que las columnas al continuarlas hasta el nivel +113.600 se producían choques, con algún elemento componente del enfriador de aire, además las cargas debidas al equipo quedaban excentricas, lo cual hacía que la trabe en dicho nivel fuera muy peraltada.

Para evitar los choques se trató de respetar al máximo la separación entre columnas solicitada por parte del diseñador, tomando en consideración que las secciones hasta el nivel +110.600 podían resultar de mayor tamaño que las del entrepiso superior.

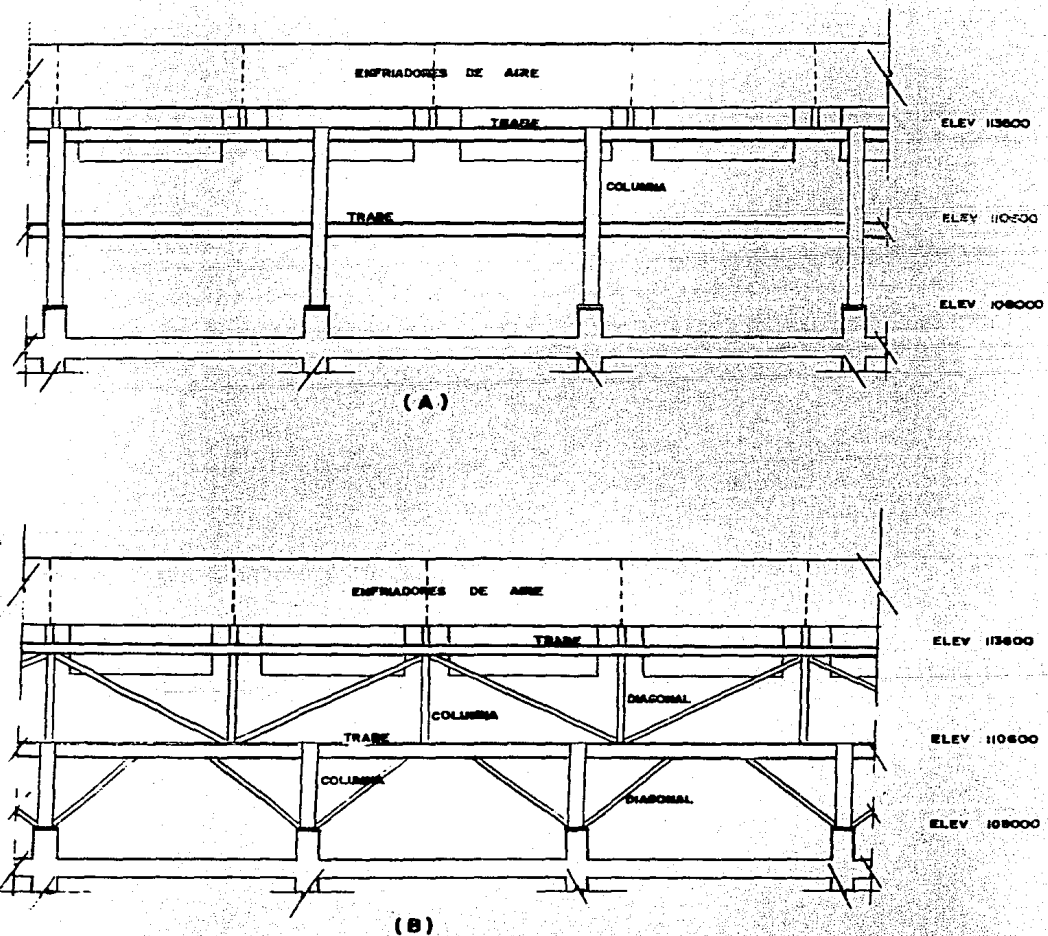
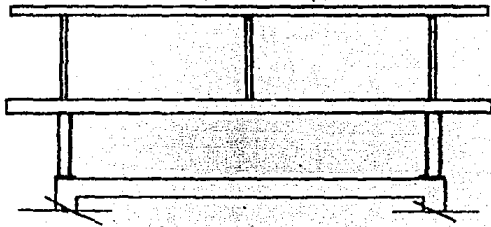


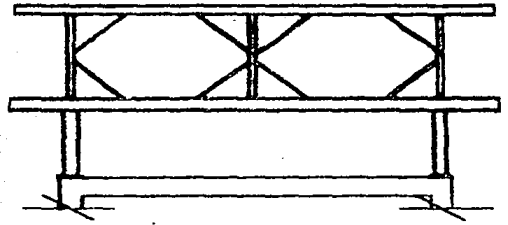
FIG. 2.2.- ESTRUCTURACION DE MARCOS LONGITUDINALES

En los marcos transversales, no se pudo estructurar de la misma forma que en los marcos longitudinales usando diagonales de piso a techo debido a que van los pasillos de acceso a los motores del enfriador de aire, por lo cual se tuvo que investigar entre varias alternativas de estructuración, haciendo los análisis comparativos en cuanto a funcionamiento (el desplazamiento máximo no debía de pasar de ± 12 cm.) y cantidad de material a utilizar, llegando a la conclusión de que la forma (2,3,E) era la mejor.

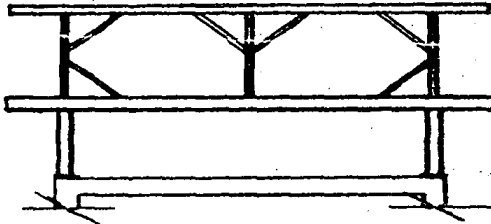
Para el entrepiso en +108.000 y +110.600 se dejó el marco sin colocar ningún elemento que le proporcionara mayor rigidez ya que esa es la zona por donde pasan las tuberías.



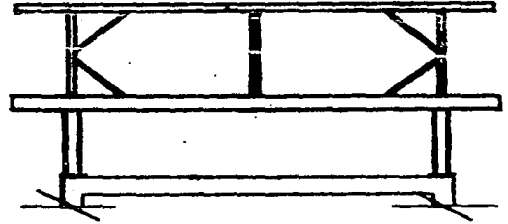
(A)



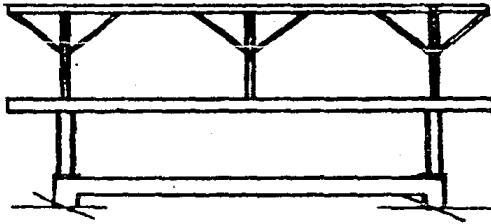
(B)



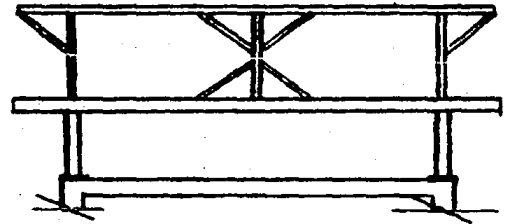
(C)



(D)



(E)



(F)

FIG. 2.3.- ESTRUCTURACION DE MARCOS TRANSVERSALES

11.3 PREDISEÑO

En esta etapa se determinaron tanto las cargas como las secciones de las cuales se partió para hacer nuestro análisis.

Las cargas muertas y vivas se determinaron por medio de las prácticas de ingeniería que se utilizan en el Instituto, que en nuestro caso tenemos:

Plataformas de acceso para operación y servicio	Carga viva W , Kg/m ² 500
--	---

Para la carga muerta se tomó 100 Kg/m² de acero estructural, que es un índice para este tipo de estructuras.

Respecto a las cargas accidentales se tuvo que determinar cuál de ellas era la que regla sismo o viento.

El análisis por viento se hizo conforme al Manual de Diseño por Viento de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), no se tomó en cuenta el área expuesta de todo el conjunto, ya que es una estructura abierta por todos lados, y la parte crítica para el análisis se concentra en las p_a redes que forman la estructura del enfriador de aire.

Para el análisis por Sismo, se aplicó en el prediseño el método estático descrito en el Manual de Diseño por Sismo de la C.F.E., con la variante de que al repartir la fuerza entre los nudos no se hizo según la rigidez de cada marco (la cual es muy laboriosa de obtener debido a los contraventeos), sino, que se obtuvo según su masa tributaria.

De estos dos análisis por carga accidental el que rigió fue el debido al sismo.

Análisis de las trabes en elevación + 113.600.

Como ya se dijo, se trató de respetar al máximo la separación entre columnas de apoyo para enfriadores y que las cargas se transmitieran en forma axial por las columnas del nivel +113.600 al nivel +110.600, pero en algunos casos, esto no fue posible, por lo que son las más cargadas, y como forman parte de marco, una manera de empezar el prediseño es idealizándola como doblemente empotrada.

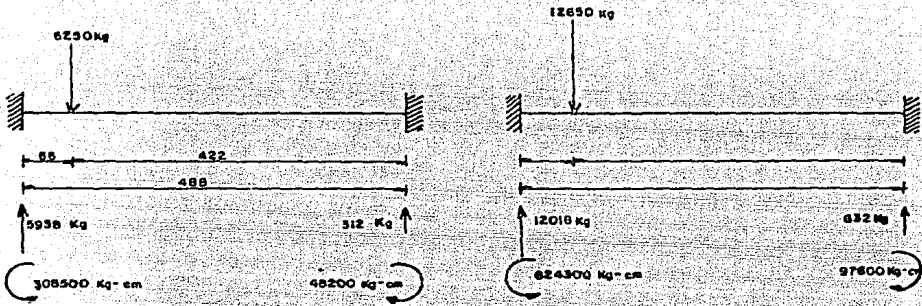


FIG. 2.4.- PREDISENO DE TRABES LONGITUDINALES EN ELEV. + 113.600

Proponemos: $F_{bx} = 1100 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{Para } M = 624300 \text{ Kg-cm} \quad S_x = \frac{624300 \text{ Kg-cm}}{1100 \text{ Kg/cm}^2} = 567 \text{ cm}^3$$

$$\text{Para } M = 308500 \text{ Kg-cm} \quad S_x = \frac{308500}{1100} = 280 \text{ cm}^3$$

Elegimos

IPR 305 x 165 x 44.7 Kg/m con $S_x = 633 \text{ cm}^3$

y IPR 305 x 102 x 32.7 Kg/m con $S_x = 414 \text{ cm}^3$

Cabe observar que en las traves restantes no hay cargas excentricas por lo cual usaremos en ellas IPR 305x102x 32.7 Kg/m

Revisando la seccion propuesta: para el caso IPR-305x165x44.7 kg/m

Para ser considerada seccion compacta se debe cumplir:

$$\frac{640 b_f}{\sqrt{F_u}} > \ell \Rightarrow \frac{640(16.5)}{\sqrt{2530}} = 209 \text{ cm} < \ell = 488 \text{ cm}$$

como no se cumple, no tiene caso revisar la otra expresion

Es fuerza permisible:

$$F_{bx} = \left[1 - \frac{(\ell/r_b)^2}{2 C_c^2 C_b} \right] 0.6 F_y \quad \text{Donde: } \ell = \text{Longitud no arriostrada del patin en compresion.}$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126 \text{ para A-36}$$

$C_b =$ Puede tomarse conservadoramente como la unidad

$$F_{bx} = \left[1 - \frac{(488/4.39)^2}{2 \times 126^2 \times 1} \right] 1520 = 928.46 \text{ Kg/cm}^2$$

o

$$F_{bx} = \frac{843700}{\ell d/A_f} = \frac{843700}{488 \times 1.95} = 886 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ rige el mayor de los dos esfuerzos

Momento Resistente de la sección:

$$M_R = 928.46 \text{ Kg/cm}^2 \times 633 \text{ cm}^3 = 587715 \text{ Kg-cm} < M_a = 624300 \text{ Kg-cm}$$

Revisando la sección: para el caso IPR 305x102x32.8 Kg/m.

Es evidente que para la longitud de 488 cm no es compacta ya que tiene menor ancho de patín entonces:

$$F_{bx} = \left[1 - \frac{(488/2.59)^2}{2 \times 126^2 \times 1} \right] 1520 = \text{No es aplicable ya que el cociente es mayor a 1}$$

$$F_{bx} = \frac{843700}{488 \times 2.84} = 609 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento Resistente de la sección:

$$M_R = 609 \text{ Kg/cm}^2 \times 414 \text{ cm}^3 = 252126 \text{ Kg-cm} < M_a = 308500 \text{ Kg-cm}$$

Las secciones propuestas no pasan por lo cual proponemos hacer lo siguiente:

1. Aumentar las secciones (Propiedades Geométricas)
2. Arriostar el patín de compresión disminuyéndose L

Se optó por lo siguiente:

1. Aumentar un poco las secciones para poder absorber las fuerzas axiales resultantes del análisis bajo carga permanente y bajo carga accidental.

2. Arriostrar las trabes para obtener esfuerzos permisibles mayores y dar mayor rigidez horizontal a dicho piso en elevación + 113.600 (Fig. 2.5).

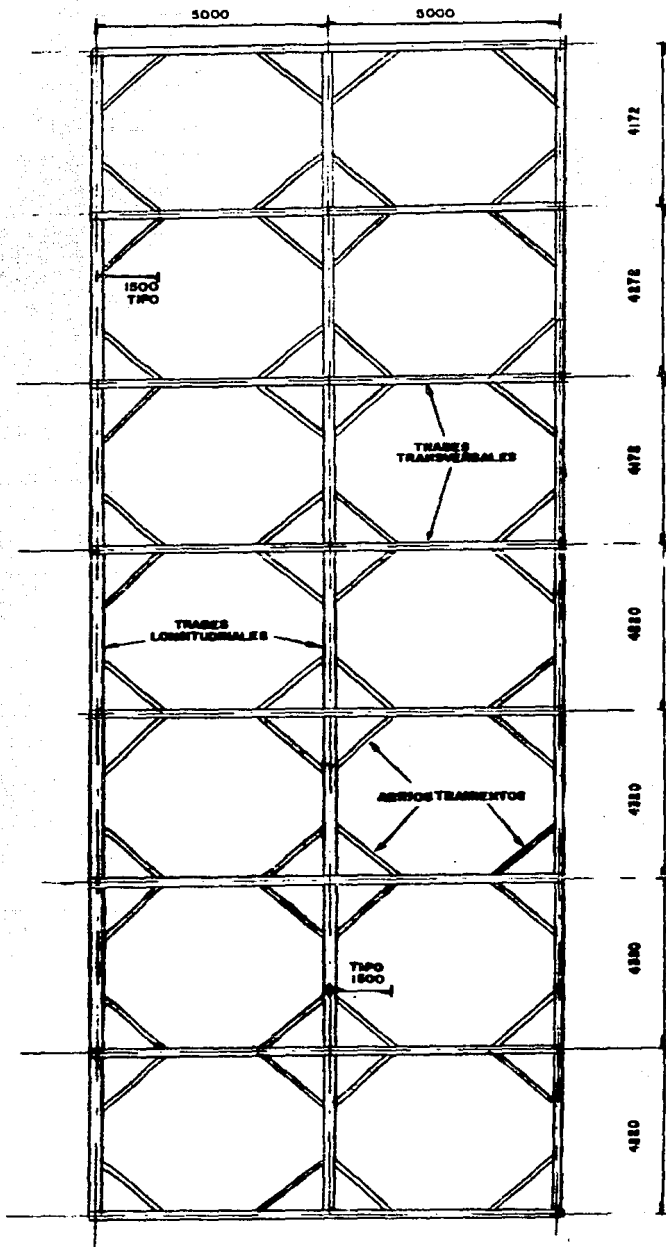


FIG. 2.5.- ESTRUCTURACION PLANTA EN ELEV. 113600

Momento actuante en la trabe de 1.8 m de longitud.

$$M_{act} = \frac{600 \times 1.8^2}{8} = 243 \text{ Kg-m}$$

Proponemos $F_{b_x} = 900 \text{ Kg/cm}^2$

$$S_x = \frac{24300}{900} = 27 \text{ cm}^3 \text{ usaremos IPR } 152.4 \times 12.20 \text{ kg/m.}$$

Es fuerza permisible

$$F_{b_x} = \left[\frac{843700}{\frac{180 \times 15.24}{4.9 \times 0.9}} \right] = 1356 \text{ Kg/cm}^2 > 900 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ pasa la sección

Revisión de la relación de esbeltez

$K_x = K_y = 1.0$ Por ser miembros secundarios y forman parte de armaduras horizontales

$$\frac{K_x L_x}{\pi x} = \frac{1(180)}{5.94} = 30.30$$

$$\frac{K_y L_y}{\pi y} = \frac{1(180)}{1.37} = 131$$

Las relaciones de esbeltez son menores de 200 por lo tanto estos elementos sirven para arriostrar a las IPR

Momento actuante en la trabe de 7.0 m de longitud

$$M_{act} = 3607.5 \text{ Kg-m}$$

Proponemos $F_b = 900 \text{ Kg/cm}^2$

$$S_x = \frac{360750}{900} = 400.83 \text{ cm}^3$$

Hay tres opciones:

- | | |
|--------------------------|--------------------------|
| 1) IPR 254x146x38.7 Kg/m | $S_x = 457 \text{ cm}^3$ |
| 2) IPR 305x102x32.8 Kg/m | $S_x = 414 \text{ cm}^3$ |
| 3) IPR 305x165x38.7 Kg/m | $S_x = 547 \text{ cm}^3$ |

Eligiremos la 3a. opción, ya que tiene mejores propiedades geométricas y el peso es un poco mayor, esto es para que cuando se realice la combinación de efectos no tengamos que variar mucho la sección.

Revisando si la sección es compacta.

$$\frac{640(16.5)}{2530} = 209 \text{ cm} \quad \text{ni} \quad \frac{1400000}{2530(1.95)} = 283 \text{ cm}$$

Que son mayores a $l = 100 \text{ cm}$, y como ya se demostró que las canales son capaces de arriostrar a estas secciones por tener relaciones de esbeltez menores a 200, no se presentan problemas de pandeo lateral antes de que la sección alcance su momento máximo debido a flexión por lo cual

$$f_b = 0.6 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento Resistente:

$$M_r = 1520 \text{ Kg/cm}^2 \times 547 \text{ cm}^3 = 913380 \text{ Kg-cm}$$

$$M_a = 360750 \text{ Kg-cm}$$

a: Para secciones compactas $F_b = 0.66 F_y = 1670 \text{ Kg/cm}^2$ pero que el esfuerzo máximo permisible se toma como $0.5 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$, por seguridad.

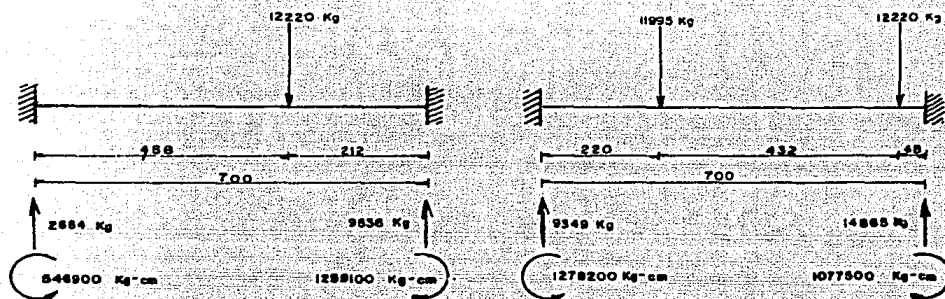


FIG.2.7.- PREDISEÑO DE TRABES LONGITUDINALES EN ELEV. + 110.600

Proponemos $F_{bx} = 1000 \text{ Kg/cm}^2$ ✓

Para $M_x = 1278200 \text{ Kg-cm}$ $S_x = \frac{1278200}{1000} = 1278.2 \text{ cm}^3$

Usaremos $W_f 457 \times 305 \times 83 \text{ Kg/m}$ con $S_x = 1860 \text{ cm}^3$

Revisión de la sección

$$\frac{640(30.5)}{\sqrt{2530}} = 388.06 \text{ cm} < l = 700 \text{ cm} \text{ La sección no es compacta y no revisaremos la otra expresión.}$$

Esfuerzo permisible

$$F_{bx} = \left[1 - \frac{(700/83)^2}{2 \times 126^2 \times 1} \right] 1520 = 1179 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fbx = \frac{843700}{700(1.1811)} = 1020 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Rige } Fbx = 1179 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento resistente de la sección.

$$Mx = 1179 \text{ Kg/cm}^2 \times 1860 \text{ cm}^3 = 21.9294 \text{ tn-m} \quad Ma = 12.781 \text{ Tn-n}$$

Cortante:

$$Fv = \frac{P}{A} = \frac{14865 \text{ Kg.}}{(43.2)(0.64) \text{ cm}^2} = 537.65 \text{ Kg/cm}^2 \quad Fv = 0.4 \quad Fy = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

Por uniformidad usaremos en los marcos longitudinales la sección propuesta (Fig. 2.8).

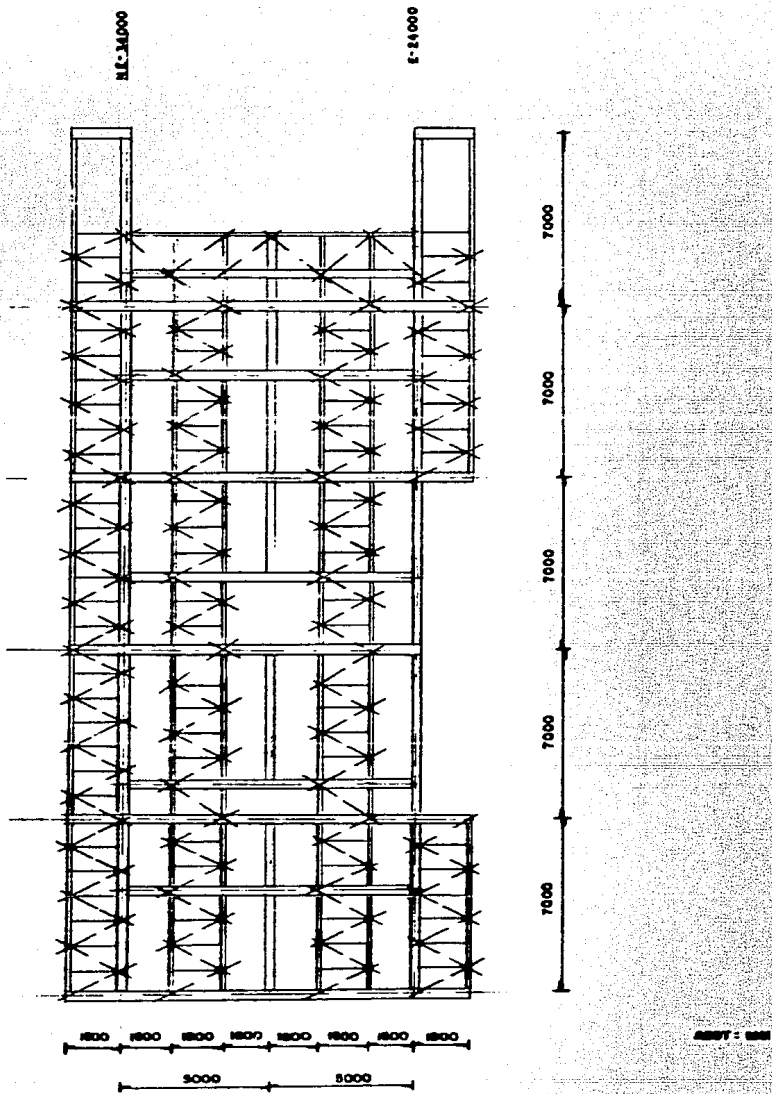


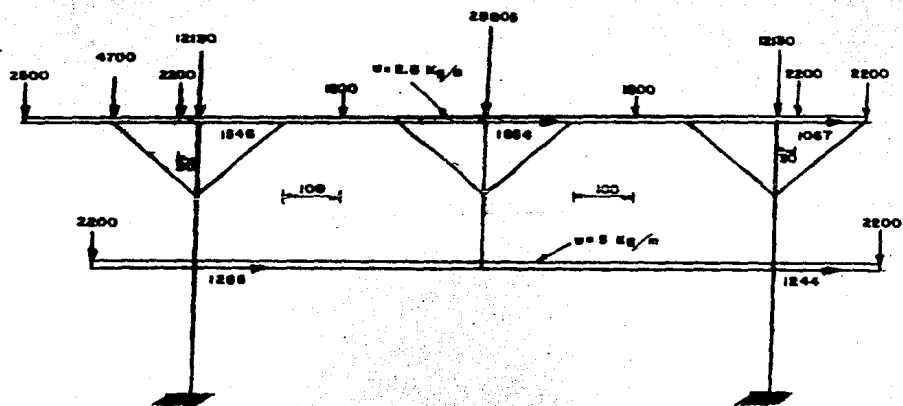
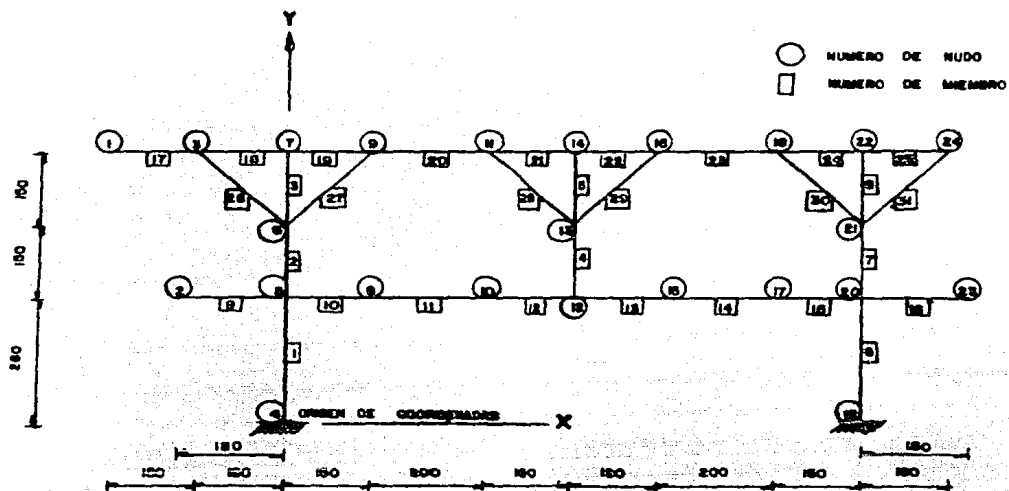
FIG. 2.8.- ESTRUCTURACION PLANTA EN ELEV. 110.600

Como se mencionó al hablar acerca de la estructuración de los marcos en el sentido transversal, se buscó la manera de transmitir las cargas de una forma adecuada, al prediseñar las secciones en este sentido, se partió del análisis en el plano de uno de los marcos más cargados considerándoles un peso adicional a las trabes por metro lineal, así como las fuerzas sísmicas obtenidas en el prediseño (ver apéndice).

Las secciones propuestas para el análisis fueron las siguientes:

MIEMBROS	1 y 6	4 PL's	400x12.7x159.5 Kg/m
MIEMBROS	2, 3, 7 y 8	4 PL's	300x12.7x119.6 Kg/m
MIEMBROS	4 y 5	4 PL's	250x6.3x39.9 Kg/m
MIEMBROS	del 9 al 16	WF	457x305x118 Kg/m
MIEMBROS	del 17 al 24	IPR	305x203x59.6 Kg/m
MIEMBROS	del 26 al 31	IPR	152x102x18.9 Kg/m

Presentamos también los resultados de la corrida del marco en el plano con los cuales se prediseño.



FIG; 2.9.- TOPOLOGIA Y CARGAS PARA EL DISEÑO

ANALISIS DE UN MARCO EN EL PLANO

PREDISEÑO MARCO TRANSVERSAL

NUMERO DE MIEMBROS = 31
 NUMERO DE NUDOS = 24
 NUMERO DE CARGAS = 2
 E GLOBAL = 2100000

DATOS DE LOS NUDOS

NUDO	GIRO	TRAS-Y	TRAS-X	COORDENADA-X	COORDENADA-Y	ECUAC
1	0	1	1	-200.000	560.000	1
2	0	0	0	-120.000	260.000	2 3 4
3	0	0	0	-150.000	560.000	5 6 7
4	1	1	1	.000	.000	
5	0	0	0	.000	260.000	8 9 10
6	0	0	0	.000	410.000	11 12 13
7	0	0	0	.000	560.000	14 15 16
8	0	0	0	150.000	260.000	17 18 19
9	0	0	0	150.000	560.000	20 21 22
10	0	0	0	350.000	260.000	23 24 25
11	0	0	0	350.000	560.000	26 27 28
12	0	0	0	500.000	260.000	29 30 31
13	0	0	0	500.000	410.000	32 33 34
14	0	0	0	500.000	560.000	35 36 37
15	0	0	0	650.000	260.000	38 39 40
16	0	0	0	650.000	560.000	41 42 43
17	0	0	0	850.000	260.000	44 45 46
18	0	0	0	850.000	560.000	47 48 49
19	1	1	1	1000.000	.000	
20	0	0	0	1000.000	260.000	50 51 52
21	0	0	0	1000.000	410.000	53 54 55
22	0	0	0	1000.000	560.000	56 57 58
23	0	0	0	1150.000	260.000	59 60 61
24	0	0	0	1150.000	560.000	62 63 64

DATOS DE LOS MIEMBROS

MIEMBRO N1	N2	M-INERCIA	APEA	MOD-ELAST.	LONGITUD	TIPO	BANDA
1	4	5	56822.000	203.200	2100000.000	260.000	0 2

DATOS DE ENTRADA PARA CONDICION DE CARGA 1

MIEMBRO	CARGA	PRINCIPIA	TERMINA	ALFA
9	5.000	.000	180.000	.000
10	5.000	.000	150.000	.000
11	5.000	.000	200.000	.000
12	5.000	.000	150.000	.000
13	5.000	.000	150.000	.000
14	5.000	.000	200.000	.000
15	5.000	.000	150.000	.000
16	5.000	.000	180.000	.000
17	2.500	.000	150.000	.000
18	2.500	.000	150.000	.000
18	2200.000	120.000	120.000	.000
19	2.500	.000	150.000	.000
20	2.500	.000	200.000	.000
20	1500.000	100.000	100.000	.000
21	2.500	.000	150.000	.000
22	2.500	.000	150.000	.000
23	2.500	.000	200.000	.000
23	1500.000	100.000	100.000	.000
24	2.500	.000	150.000	.000
25	2.500	.000	150.000	.000
25	2200.000	30.000	30.000	.000

CARGAS NODALES PARA CONDICION 1

NUDO	MOMENTO-X	FUERZA VERT.	FUERZA HOR.
1	.00	-2500.00	.00
2	.00	-2200.00	.00
3	.00	-4700.00	.00
7	.00	-12130.00	.00
14	.00	-25905.00	.00
22	.00	-12130.00	.00
23	.00	-2200.00	.00
24	.00	-2200.00	.00

DESPLAZAMTOS Y GIROS DE LOS NUDOS PARA CONDICION DE CARGA 1

NUDO	GIRO	DESPL. VERT.	DESPL. HOR.
1	.0000000	.0000000	.0000000
2	.0000000	-.0264066	-.0116264
3	-.0000015	-.0311225	-.0001780
4	.0000000	.0000000	.0000000
5	-.0003680	-.0249051	-.0116762
6	.0000868	-.0369951	-.0280227
7	-.0002512	-.0420076	.0019261
8	-.0021662	-.2371218	-.0107811
9	-.0022574	-.1828529	.0070033
10	-.0019636	-.6977410	-.0095876
11	-.0021745	-.7919479	-.0018928
12	-.0000283	-.8652130	-.0086925
13	.0000436	-.8824323	-.0136734
14	.0000180	-.9193063	-.0169023
15	.0019093	-.7067499	-.0077035
16	.0021749	-.7879210	-.0318566
17	.0022031	-.2497144	-.0063848
18	.0022474	-.1833189	-.0409991
19	.0000000	.0000000	.0000000
20	.0005345	-.0231405	-.0053958
21	-.0000514	-.0348024	-.0015387
22	.0002890	-.0398024	-.0362948
23	.0000000	.0343334	-.0053958
24	.0000855	-.0189124	-.0344865

MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 1

MIEMBRO	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE 1	CORTANTE 2	AXIAL1	AXIAL2
1	-461405.42	-799147.62	-4848.29	4848.28	40973.48	-40973.48
2	-665561.43	-355488.82	-6807.00	6807.00	25667.12	-25667.12
3	355488.82	125032.27	3203.47	-3203.47	10694.84	-10694.84
4	-21649.37	-7813.55	-196.42	196.42	15307.95	-15307.95
5	7813.62	2886.75	71.34	-71.34	32730.93	-32730.93
6	433473.70	924094.70	5221.42	-5221.42	37978.88	-37978.88
7	746500.64	346984.05	7289.90	-7289.90	24881.83	-24881.83
8	-346984.06	-114841.85	-7078.84	3078.84	10668.06	-10668.06
9	.00	-818178.37	-4055.44	4995.44	86.66	-86.66
10	2282887.22	-792498.49	10310.93	-9560.93	-1872.06	1872.06
11	792498.54	1019686.09	9560.92	-8560.92	-1872.06	1872.06

12	-1019688.26	2247574.03	8560.92	-7810.92	-1872.06	1872.06
13	-2225924.53	1045119.52	-7497.04	8247.04	-2068.48	2068.48
14	-1045119.66	-704288.85	-8247.04	9247.04	-2068.48	2068.48
15	704288.74	-2147595.34	-9247.05	9997.05	-2068.48	2068.48
16	477000.02	.00	3100.00	-2200.00	-.00	.00
17	.00	-2075.07	274.83	100.17	1877.41	-1877.41
18	2075.07	-150346.39	-360.98	2935.98	-2194.42	2194.42
19	25314.12	-709110.24	-4371.14	4746.14	-5397.90	5397.90
20	709110.23	639937.30	7745.24	-5745.24	7093.45	-7093.45
21	-639937.26	143042.56	-3125.13	3500.13	15963.85	-15963.85
22	-145929.38	624172.07	3375.79	-3000.79	15892.51	-15892.51
23	-624172.05	-696194.17	-5601.83	7601.83	7289.90	-7289.90
24	696194.06	-20905.43	4689.42	-4314.42	-5001.36	5001.36
25	135747.27	.00	2852.48	-277.48	-1922.52	1922.52
26	.00	.00	.00	.00	3508.53	-3508.53
27	.00	.00	.00	.00	17665.48	-17665.48
28	.00	.00	.00	.00	-12544.60	12544.60
29	.00	.00	.00	.00	-12165.93	12165.93
30	.00	.00	.00	.00	17382.46	-17382.46
31	.00	.00	.00	.00	2718.85	-2718.85

CARGAS NODALES PARA CONDICION 2

NUDO	MOMENTO-X	FUERZA VERT.	FUERZA HOR.
5	.00	.00	1255.00
10	.00	.00	1244.00
7	.00	.00	1546.00
14	.00	.00	1854.00
22	.00	.00	1067.00

DESPLAZAMTOS Y GIROS DE LOS NUDOS PARA CONDICION DE CARGA 2

NUDO	GIRO	DESPL. VERT.	DESPL. HOR.
1	.0000000	.0000000	.0000000
2	.0000000	.0621714	.0920389
3	-.0003496	.0508171	.2000935
4	.0000000	.0000000	.0000000
5	-.0003634	.0011635	.0920499
6	-.0003744	.0017737	.1528055
7	-.0002959	.0014647	.1998894
8	-.0006496	-.0378304	.0927186
9	.0000140	-.0274583	.1976859
10	.0001226	-.0158336	.0936102
11	.0000943	.0083136	.1969598
12	.0000672	.0003799	.0936841
13	-.0005144	.0003414	.1733808
14	-.0000971	.0003747	.1980697
15	.0001254	.0168782	.0926260
16	.0000891	-.0076518	.1964139
17	-.0000525	.0290421	.0912151
18	.0000106	.0264114	.1963320
19	.0000000	.0000000	.0000000
20	-.0003776	-.0011635	.0901570
21	-.0003755	-.0016225	.1528730
22	-.0002752	-.0013040	.1979058
23	.0000000	-.0691393	.0901570
24	-.0003081	-.0459758	.1978311

MOMENTOS Y CORTANTES PARA CONDICION DE CARGA 2

MIEMBRO	MOMENTO1	MOMENTO2	CORTANTE 1	CORTANTE2	AXIAL1	AXIAL2
1	641354.09	307799.73	3650.59	-3650.59	-1909.49	1909.49
2	77706.98	70220.70	986.18	-986.18	-1302.10	1302.10
3	-70220.72	-16726.44	-579.65	579.65	659.41	-659.41
4	233520.43	121627.70	2367.65	-2367.65	34.27	-34.27
5	-121627.70	-41334.08	-1096.41	1096.41	-29.62	29.62
6	608223.20	261586.66	3345.42	-3345.42	1909.49	-1909.49
7	84208.25	85641.48	1132.33	-1132.33	979.45	-979.45
8	-95641.47	-17197.53	-685.59	685.59	-679.62	679.62
9	.00	-51908.92	-298.38	298.38	-19.15	19.15
10	-333597.86	199231.02	-895.78	895.78	-1398.56	1398.56
11	-199231.04	20075.32	-895.78	895.78	-1398.56	1398.56
12	-20075.32	-114291.50	-895.78	895.78	-154.57	154.57
13	-114291.50	-20278.24	-930.05	930.05	2213.09	-2213.09
14	20278.27	-206287.81	-970.05	970.05	2213.09	-2213.09

15	206257.00	-345794.96	-930.05	930.05	2213.00	-2213.00
16	.02	.00	.00	-.00	-.00	.00
17	.00	2906.58	9.64	-9.64	288.86	-288.86
18	-2906.57	16488.41	60.55	-90.55	216.99	-216.99
19	238.03	112255.30	749.96	-749.96	2342.64	-2342.64
20	-112255.30	-90487.50	-1013.71	1013.71	578.97	-578.97
21	90487.50	21302.07	745.26	-745.26	-1130.01	1130.01
22	20032.05	87314.46	715.64	-715.64	1760.41	-1760.41
23	-87314.46	-102574.50	-979.44	979.44	65.32	-65.32
24	102574.50	5283.10	759.05	-759.05	-1673.17	1673.17
25	11914.44	.00	79.43	-79.43	79.43	-79.43
26	.00	.00	.00	.00	-279.78	279.78
27	.00	.00	.00	.00	-2494.21	2494.21
28	.00	.00	.00	.00	2437.57	-2437.57
29	.00	.00	.00	.00	-2397.22	2397.22
30	.00	.00	.00	.00	2458.60	-2458.60
31	.00	.00	.00	.00	-112.33	112.33

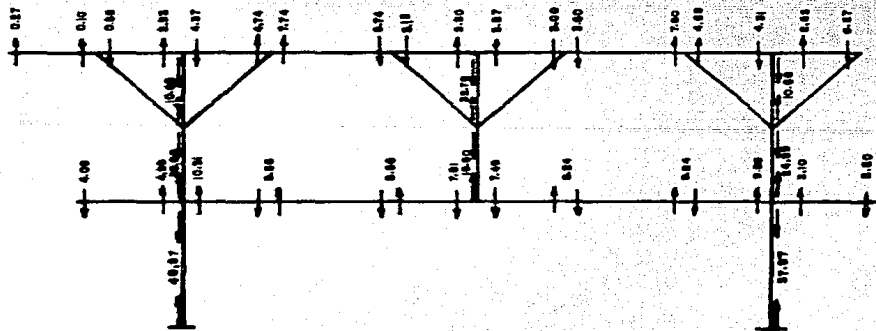
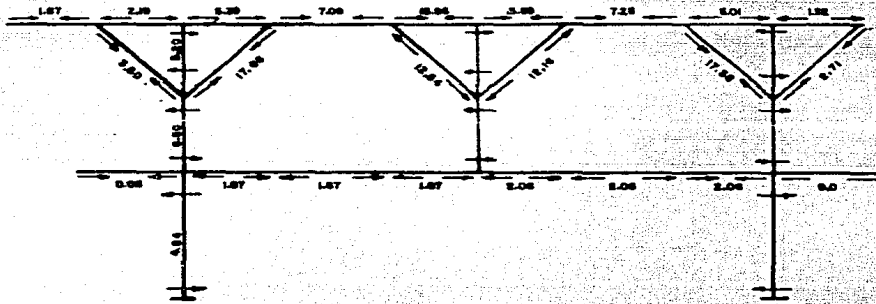
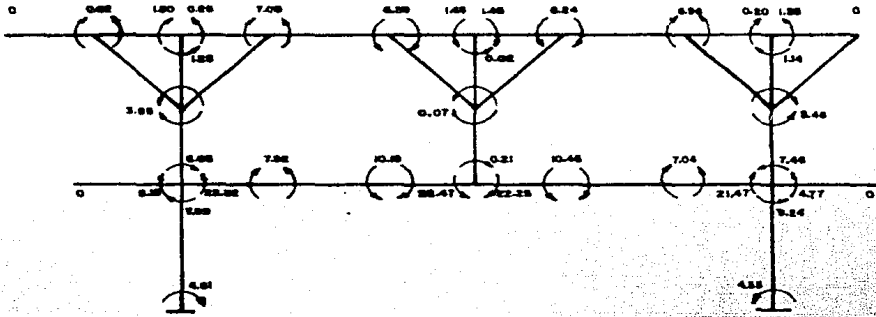


FIG.2.10.- ELEMENTOS . MECANICÓS PARA CARGA VIVA + CARGA MUERTA

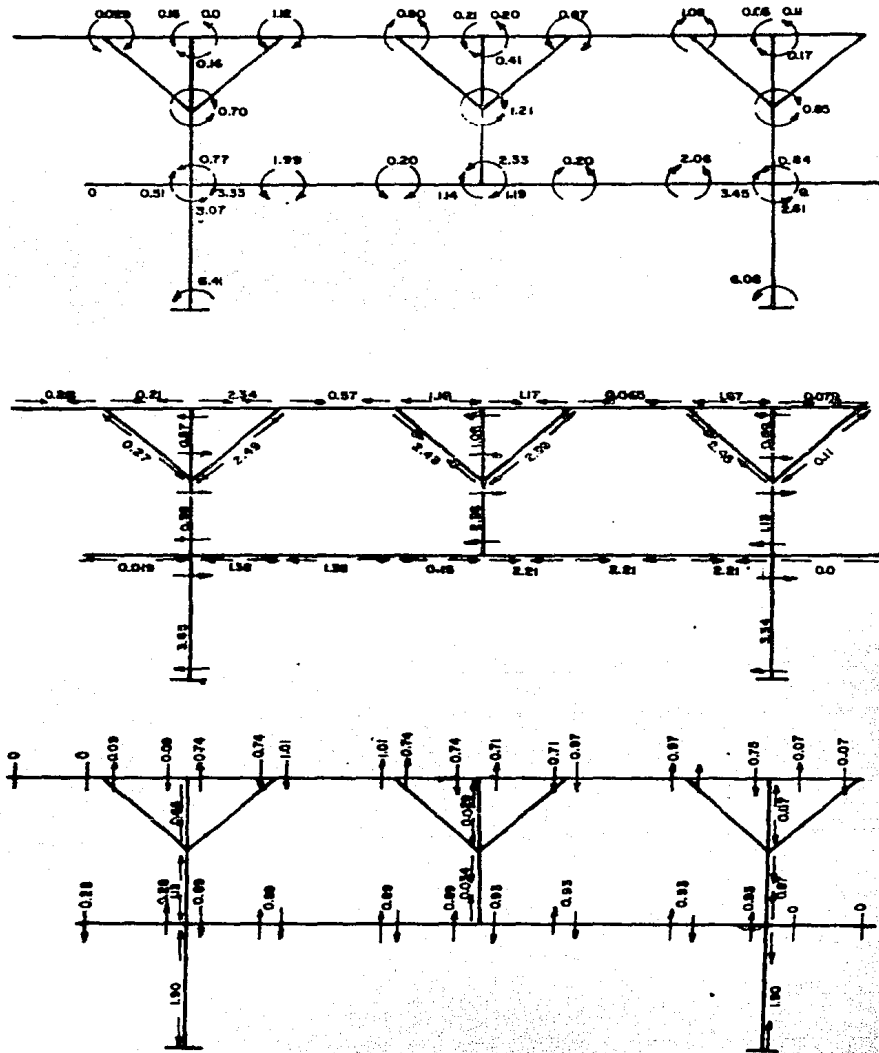


FIG. 2.11 - ELEMENTOS MECANICOS PARA SISMO

Revisión de las secciones propuestas:

Diagonales.

Sección IPR 152x102x17.9 Kg/m

Area: 22.77 cm² $K_x = 6.30$ cm $r_y = 2.30$ cm

$K_x = K_y = 1.0$ por considerarse articulado

$l_x = l_y = 212.13$ cm.

$$\frac{K_x l_x}{r_z} = \frac{212.13}{6.30} = 33.67 \Rightarrow F_{ax} = 1382 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{K_y l_y}{r_y} = \frac{212.13}{2.3} = 92.23 \Rightarrow F_{ay} = 982 \text{ Kg/cm}^2$$

Rige $F_a = 982 \text{ Kg/cm}^2$

Miembro 27.

1) Condición 1 (CM+CV)

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{17660}{22.77} = 775.58 \text{ Kg/cm}^2 < F_a = 982 \text{ Kg/cm}^2$$

2) Condición 2 (CM+CV) + sismo

$$f_a = \frac{17660 - 2490}{22.77} = 666.22 \text{ Kg/cm}^2 < 1.33 \times F_a = 1305 \text{ Kg/cm}^2$$

Miembro 30

1) Condición 1 (CM+CV)

$$f_a = \frac{17380}{22.77} = 763.28 \text{ Kg/cm}^2 < F_a = 982 \text{ Kg/cm}^2$$

2) Condición 2 (CM+CV)+Sismo

$$f_a = \frac{17380 + 2450}{22.77} = 870.88 \text{ Kg/cm}^2 < 1.33 \times F_a = 1305 \text{ Kg/cm}^2$$

Miembro 29

1) Condición 1 (CM+CV)

Este elemento se encuentra a tensión y cumple con la relación de esbeltez mínima para miembros a tensión que es 240, por lo tanto su esfuerzo permisible será:
 $F_a = 0.6 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_a = \frac{12160}{22.77} = 534.03 \text{ Kg/cm}^2 < F_a = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

2) Condición 2 (CM+CV) + Sismo

$$f_a = \frac{12160 + 2390}{22.77} = 638.99 \text{ Kg/cm}^2 < 1.33 \times F_a = 2020 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ La sección propuesta para el prediseño pasa

Trabz:

Sección IPR 305x203x59.6 Kg/m
Area: 75.94 cm²

$$\begin{aligned} I_x &= 12907 \text{ cm}^4 & I_y &= 1835 \text{ cm}^4 \\ r_x &= 13.03 \text{ cm.} & r_y &= 4.92 \text{ cm.} \\ S_x &= 850 \text{ cm}^3 & S_y &= 180 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Factores de longitud efectiva

Sentido X

$$\left. \begin{aligned} G_{Ax} &= \frac{12907 + 0.8(500)}{19336 + 300} = 0.50 \\ G_{Bx} &= \frac{12907 + 0.8(500)}{2762 + 300} = 3.5 \end{aligned} \right\} K_x = 1.5$$

$l_x = 0.8(l) = 0.8 \times 500 = 400 \text{ cm}$
para tomar en cuenta el arrio
tramiento de diagonales.

$$\frac{K_x l_x}{r_x} = \frac{1.5 \cdot 400}{13.03} = 46.04 \Rightarrow F_{Ax} = 1315 \text{ Kg/cm}^2$$

Sentido Y

Debido a las diagonales horizontales que tenemos en el nivel +113.622 Ky es considerado como la unidad y $l_y = 200 \text{ cm}$.

$$\frac{K_y l_y}{r_y} = \frac{1 \times 200}{4.92} = 40.65 \Rightarrow F_{Ay} = 1344 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a flexión:

$$F_{bx} = \left[1 - \frac{(0.8(500) \div 5.51)^2}{2 \times 1262 \times 1} \right] 1520 = 1267 \text{ Kg/cm}^2$$

6

$$F_{bx} = \frac{843700}{0.5 \times 500 \times 1.14} = 2960 \text{ Kg/cm}^2 \quad 0.6 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Rige } F_b = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a cortante:

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4 \times 2530 = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

MIEMBROS: 19, 20 y 21

1) CONDICION 1 (CM + CV)

$$f_a = \frac{15960}{75.94} = 210.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{210.16}{1315} = 0.15 = 0.15$$

$$f_b = \frac{709000}{850} = 834.11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{210.16}{1315} + \frac{834.11}{1520} = 0.70 < 1.0$$

2) CONDICION 2 (CM + CV) + Sismo

$$f_a = \frac{1596 - 1180}{75.94} = 194.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{1.33 F_a} = \frac{194.62}{1748} = 0.11 < 0.15$$

$$f_b = \frac{709000 - 112000}{850} = 702.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.33 F_b = 2021 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{194.62}{1748} + \frac{702.35}{2021} = 0.45 < 1.0$$

MIEMBROS: 22, 23 y 24

1) CONDICION 1 (CM + CV)

$$f_a = \frac{15890}{75.94} = 209.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{209.24}{1315} = 0.15 = 0.15$$

$$6b = \frac{696000}{850} = 818.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{209.24}{1315} + \frac{818.82}{1520} = 0.69 < 1.0$$

21) CONDICION 2 [CM + CVL + Sismo]

$$6a = \frac{15890 + 1170}{75.94} = 224.65 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{f_a}{1.33 F_a} = \frac{224.65}{1748} = 0.12 < 0.15$$

$$6b = \frac{696000 + 1080000}{850} = 945.88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{224.65}{1748} + \frac{945.88}{2021} = 0.59 < 1.0$$

Revisión por constante:

Miembros 19, 20 y 21

1) CONDICION 1 [CM + CVL]

$$6v = \frac{P}{\lambda_{alma}} = \frac{4740 + 7740}{30.5 \times 0.8} = 514.95 \text{ Kg/cm}^2 < F_v = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

2) CONDICION 2 [CM + CVL + Sismo]

$$6v = \frac{(4740 + 7740) - (740 + 1010)}{24.24} = 442.65 \text{ Kg/cm}^2 < 1.33 F_v = 1345 \text{ Kg/cm}^2$$

MIEMBROS 22, 23 y 24

1) CONDICION 1

$$6v = \frac{7600 + 4680}{24.24} = 506.60 \text{ Kg/cm}^2 < F_v = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

2) CONDICION 2

$$f_v = \frac{(7600+4680)+(970+750)}{24.24} = 577.55 \text{ Kg/cm}^2 < 1.33 F_v = 1345 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ La sección propuesta para el prediseño se acepta.

Columna:

Sección 4-Rb. 300 x 12.7 x 99.70 Kg/m

Area: 152.40 cm²

$I_x = 24353 \text{ cm}^4$

$I_y = 19336 \text{ cm}^4$

$S_x = 1497 \text{ cm}^3$

$S_y = 1289 \text{ cm}^3$

$r_x = 12.64 \text{ cm}$

$r_y = 11.26 \text{ cm}$

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA

Sentido X

$$G_{ax} = \frac{56822 \div 260 + 24553 \div 300}{60639 \div 1000} = 4.9$$

$$G_{bx} = \frac{24353 \div 300}{12907 \div 500} = 3.14$$

$$K_x = 2$$

$$\frac{K_x l_x}{r_x} = \frac{2 \times 300}{12.64} = 47 \Rightarrow F_{ax} = 1308 \text{ Kg/cm}^2$$

Sentido y

$$G_{ay} = \frac{47827 \div 260 + 19336 \div 300}{2(42512 \div 700)} = 2.04$$

$$G_{by} = \frac{19336 \div 300}{2(8491 \div 700)} = 2.65$$

$$K_y = 1.6$$

$$\frac{K_y l_y}{r_y} = \frac{1.6 \times 300}{11.26} = 42.6 \Rightarrow F_{ay} = 1332 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Rige } F_a = 1308 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a flexión

$$F_{bx} = F_{by} = 1520 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{por ser sección cajón}$$

Esfuerzo permisible a cortante

$$F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

1) CONDICION 1

$$\delta a = \frac{24880}{152.40} = 163.25 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta a}{F_a} = \frac{163.25}{1308} = 0.12 < 0.15$$

$$\delta b_x = \frac{746000}{1497} = 498.32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta b_y = \frac{308500}{1289} = 239.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{163.25}{1308} + \frac{498.32}{1520} + \frac{239.33}{1520} = 0.60 < 1.0$$

2) CONDICION 2

$$\delta a = \frac{24880 + 970}{152.40} = 169.61 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta a}{1.33F_a} = \frac{169.61}{1739} = 0.09 < 0.15$$

$$\delta b_x = \frac{746000 + 84000}{1497} = 554.44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta b_y = \frac{308500}{1289} = 239.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{169.61}{1739} + \frac{554.44}{2021} + \frac{239.33}{2021} = 0.49 < 1.0$$

∴ Pasa la sección
propuesta para el prediseño

Columna:

Sección: 4 Rs. 400 x 12.7 x 159.55 Kg/m

Area: 203.20 cm²

$I_x = 56822 \text{ cm}^4$

$I_y = 47827 \text{ cm}^4$

$S_x = 2672 \text{ cm}^3$

$S_y = 2392 \text{ cm}^3$

$r_x = 16.72 \text{ cm}$

$r_y = 15.34 \text{ cm}$

Factores de Longitud Efectiva

Sentido X

$G_{ax} = 1.0$ Por estar empotrado, se apoyará en la placa base ahogada en el concreto y anclada con pernos

$K_x = 1.7$

$$G_{bx} = \frac{56822 \div 260 + 19336 \div 300}{60639 \div 1000} = 4.57$$

$$\frac{K_x l_x}{r_x} = \frac{1.7 \times 260}{16.72} = 26.43 \Rightarrow F_{ax} = 1422 \text{ Kg/cm}^2$$

Sentido Y

$G_{ay} = 1.0$ Por la misma razón que en el sentido X

$K_y = 1.7$

$$G_{by} = \frac{47827 \div 260 + 24353 \div 300}{42512 \div 700} = 4.36$$

$$\frac{K_y l_y}{r_y} = \frac{1.7 \times 260}{15.34} = 28.81 \Rightarrow F_{ay} = 1407 \text{ Kg/cm}^2$$

\therefore Rige $F_a = 1407 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo permisible a flexión

$F_{bx} = F_{by} = 1520 \text{ Kg/cm}^2$ por ser sección cajón

Esfuerzo permisible a cortante

$F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2$

Nota*

Tomaremos como momentos actuantes en el sentido V de la columna a los momentos de empotramiento con los que diseñamos las trabes WF 457 x 305 x 85 Kg/m

1) CONDICION 1

$$\delta a = \frac{37970}{203.20} = 186.86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\delta a}{F_a} = \frac{186.86}{1407} = 0.13 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{924000}{2672} = 345.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{1278200}{2392} = 534.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{186.86}{1407} + \frac{345.80}{1520} + \frac{534.36}{1520} = 0.71 < 1.0$$

2) CONDICION 2

$$\delta a = \frac{37970 + 1900}{203.20} = 196.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\delta a}{1.33F_a} = 0.10 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{924000 + 608000}{2672} = 573.35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{1278200}{2392} = 534.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{196.21}{1871} + \frac{573.35}{2021} + \frac{534.36}{2021} = 0.65 < 1.0$$

∴ Pasa la sección propuesta para el prediseño.

Trabe:

Sección uF 457 x 305 x 118 Kg/m

Area: 149.39 cm²

$I_x = 60639 \text{ cm}^4$ $I_y = 8992 \text{ cm}^4$

$S_x = 2653 \text{ cm}^3$ $S_y = 590 \text{ cm}^3$

$r_x = 20 \text{ cm}$ $r_y = 7.8 \text{ cm}$

Factores de longitud efectiva

Sentido X

$$G_{ax} = \frac{60639 \div 1000}{56822 \div 260 + 19336 \div 300} = 0.7$$

$$G_{bx} = G_{ax} = 0.7$$

$K_x = 1.2$

$l_x = 1000$, no consideraremos como arriostramiento a la columna intermedia.

$$\frac{K_x l_x}{r_x} = \frac{1.2 \times 100}{20} = 60 \Rightarrow F_{ax} = 1226 \text{ Kg/cm}^2$$

Sentido y

Las traveses para los pasillos están arriostrados a estas traveses en el sentido horizontal en el nivel + 110.600 K_y es tomado como la unidad y $l_y = 180 \text{ cm}$.

$$\frac{K_y l_y}{r_y} = \frac{1 \times 180}{7.8} = 23.07 \Rightarrow F_{ay} = 1435 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO PERMISIBLE A FLEXION:

$$F_{bx} = \left[1 - \frac{(1000 \div 8.4)^2}{2 \times 1262 \times 1} \right] 1520 = 842.08 \text{ Kg/cm}^2$$

δ

$$F_{bx} = \frac{843700}{1000 \times 0.787} = 1072.04 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \text{Rige } F_b = 1072 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a cortante

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4 \times 2530 = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

Miembros del 10 al 15

1) CONDICION 1

Se observa que para esta condición el miembro está a tensión por lo tanto, $F_a = 0.6 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_a = \frac{2060}{149.39} = 13.78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{2282000}{2653} = 860.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{13.78}{1520} + \frac{860.15}{1072} = 0.80 < 1.0$$

2) CONDICION 2

$$f_a = \frac{2060 + 1380}{149.39} = 23.02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.33 F_a = 2021 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.33 F_b = 1425 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{2282000 + 3333000}{2635} = 985.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{23.02}{2021} + \frac{985.67}{1425} = 0.70 < 1.0$$

REVISION POR CORTANTE

1) CONDICION 1

$$f_v = \frac{10310}{45.7 \times 0.78} = 289.2 \text{ Kg/cm}^2 < F_v = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

2) CONDICION 2

$$f_v = \frac{10310 + 890}{35.646} = 314.20 \text{ Kg/cm}^2 < 1.33 F_v = 1345 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ Pasa la sección propuesta para el prediseño.

CAPÍTULO III

T O P O L O G I A

Y

A N A L I S

III.1 GENERAL

El programa utilizado para el análisis estructural fue el SAP IV (Structural Analysis Program), cuyo propósito es llevar a cabo un análisis elástico lineal de un sistema estructural tridimensional, compuesto de elementos rectos de sección prismática fundamentándose en las suposiciones básicas siguientes:

- A) El material de la estructura es elástico y obedece a la ley de Hooke en todos los puntos y en el intervalo de carga considerado.
- B) Los cambios de la geometría de la estructura son tan pequeños que pueden despreciarse en el cálculo de los esfuerzos.

Su funcionamiento está basado en métodos matriciales, para la determinación de los elementos mecánicos a los que se encuentran sujetos los elementos de la estructura, así como los giros y desplazamientos que sufren los nudos de la misma.

Cada nudo puede tener hasta 6 grados de libertad, según se requiera.

Las fuerzas axiales y cortantes y los momentos flexionantes y de torsión, son calculados en el sistema local de los elementos.

Para describir la geometría de la estructura, se utilizará un sistema de coordenadas ortogonales derecho (Fig. 3.1) todas las cargas nodales y los desplazamientos están referidos a este sistema. Se utilizará además, un sistema de coordenadas locales para cada miembro (Fig. 3.2.)

Los datos de las cargas se proporcionan de la siguiente manera. Primeramente se darán todas las cargas en los miembros siguiendo la convención de signos que se observa en la (Fig. 3.3) dando estos en forma creciente y todas las condiciones de carga juntas, una vez que se han dado todos los miembros cargados se procederá a suministrar los datos de los nudos cargados, también en forma creciente y todas las condiciones de carga juntas.

La salida del programa proporciona un listado donde se imprimen los datos con que se alimentó, con el objeto de poderlos revisar, además, después de que se minimiza el ancho de banda original, lista la nueva numeración de los nodos, se debe tener cuidado en la interpretación de los giros y los desplazamientos de los nodos, ya que están dados respecto a su nueva numeración.

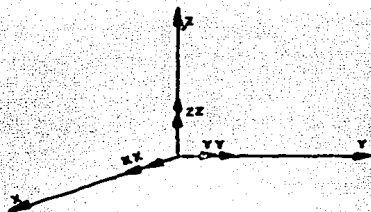


FIG. 3.1.- SISTEMA DE COORDENADAS GLOBALES

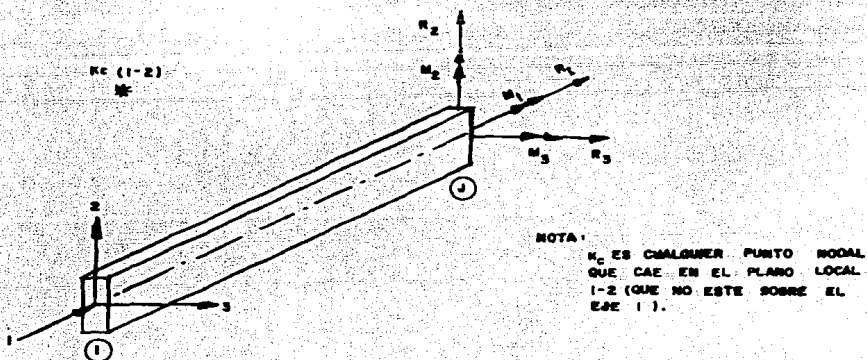


FIG. 3.2.- SISTEMA DE COORDENADAS LOCALES

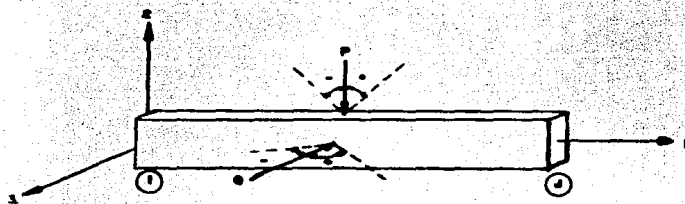
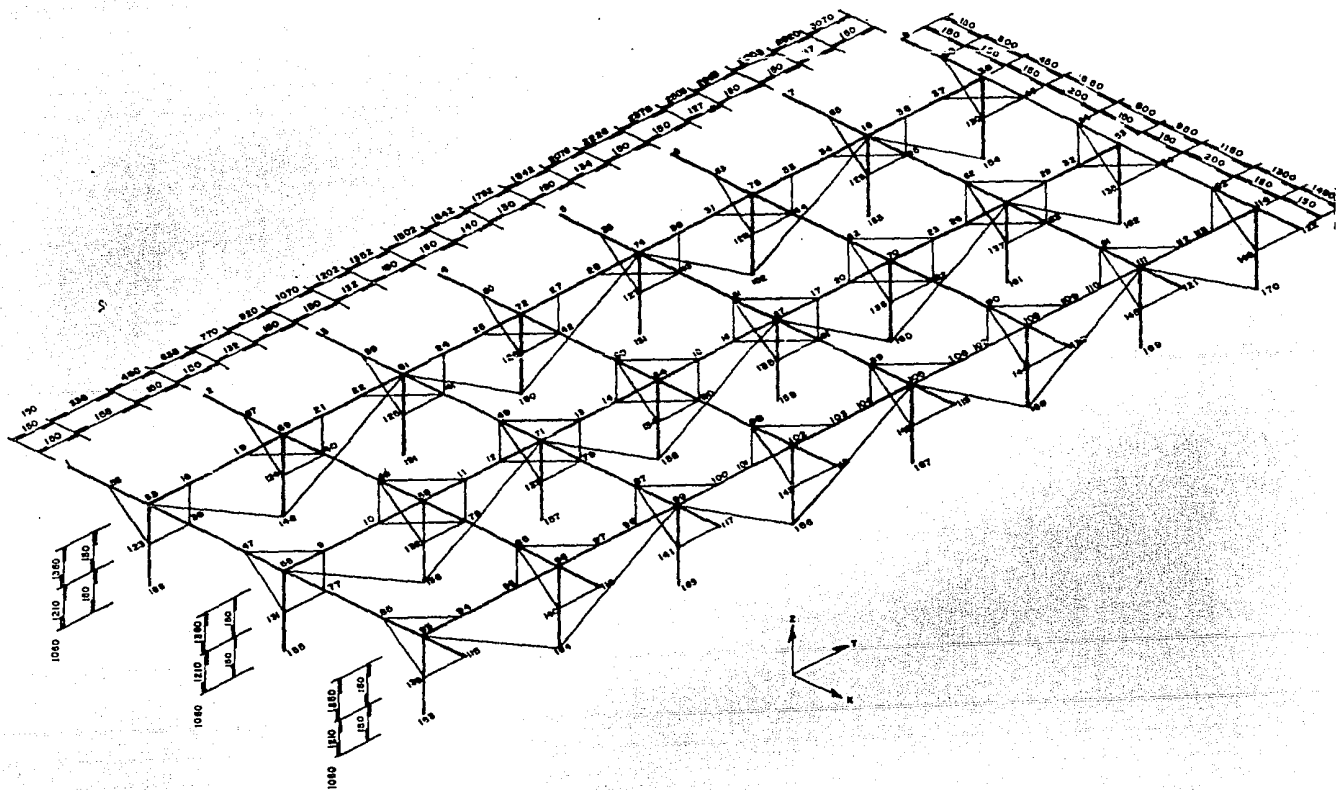


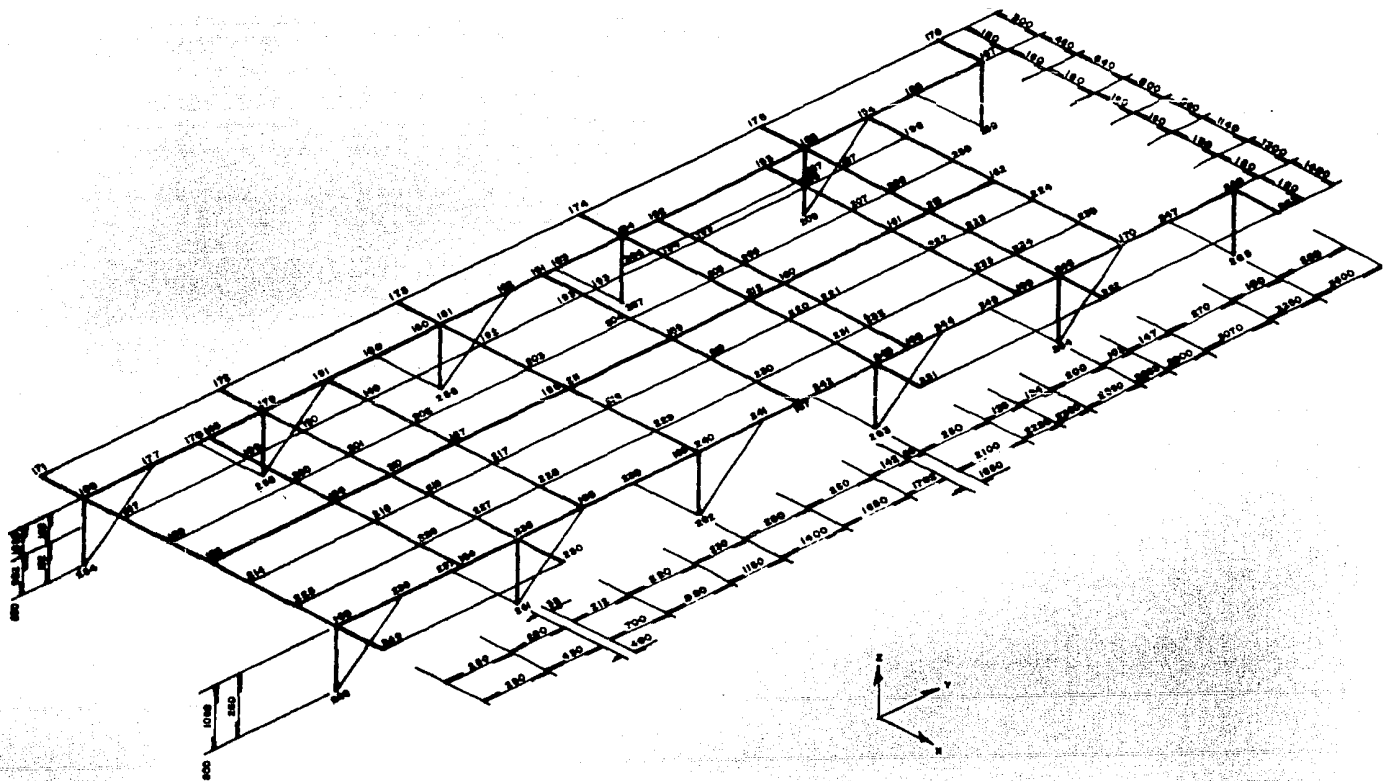
FIG. 3.3.- CONVENCION DE SIGNOS PARA CARGAS
 EN LOS MIEMBROS

A continuación lista los datos de cargas a nudos y miembros como se le dieron a leer, los datos de los tipos de materiales y las propiedades geométricas.

Finalmente se imprimen los giros y desplazamientos (lineales y angulares) de los nudos, dados para su nueva numeración y para cada una de las condiciones de carga con las cuales se analizó la estructura, así como los elementos mecánicos actuantes en los miembros de la estructura, la interpretación de estos elementos mecánicos está dada en dos renglones para cada condición de carga para cada miembro, la justificación de esto es que el primer renglón proporciona las acciones a las que se encuentra sometido el extremo "i" del miembro en cuestión, y en el segundo los del extremo "j", se debe hacer notar que estas acciones están referidas al sistema de referencia local de cada miembro.



TOPOLOGIA: MARCOS ENTRE NIVELES +100.600 y +130.600 NUMERACION DE NUDOS



TOPOLOGIA: MARCOS ENTRE NIVELES + 108.000 y + 110.600 NUMERACION DE NUDOS

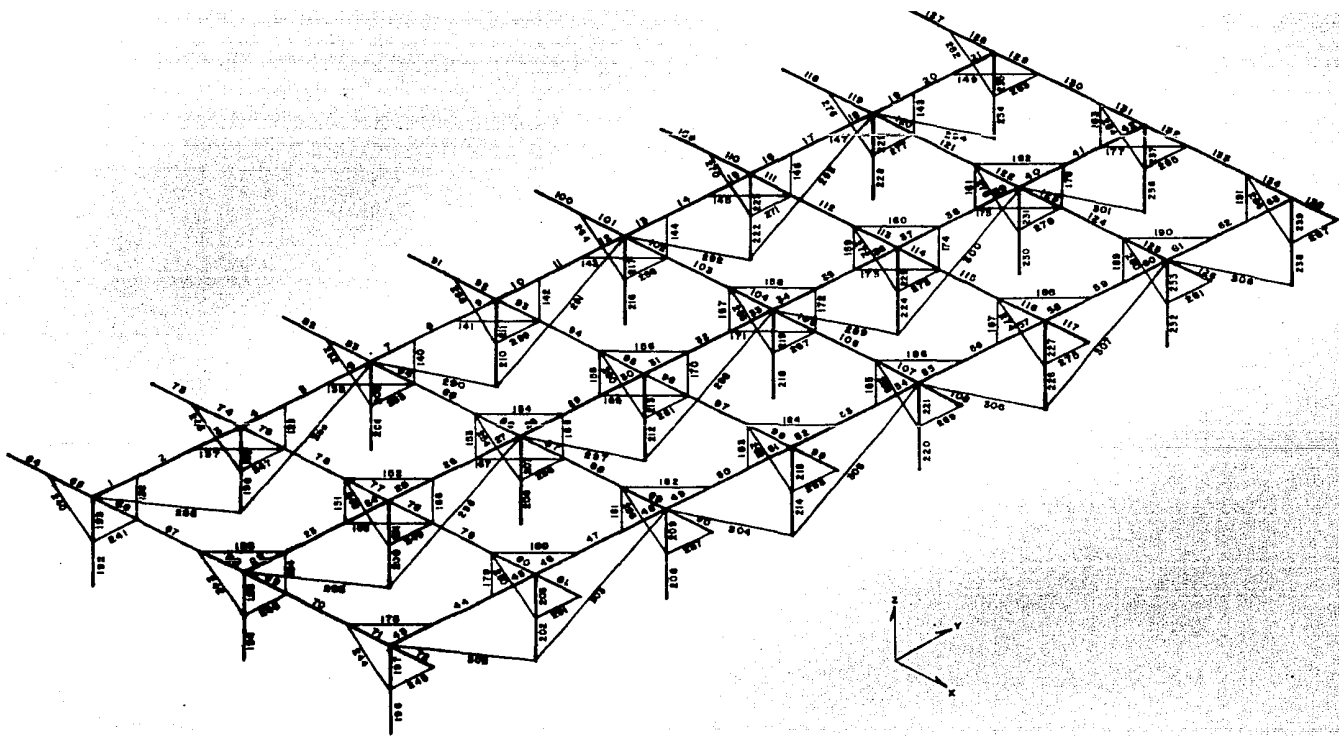
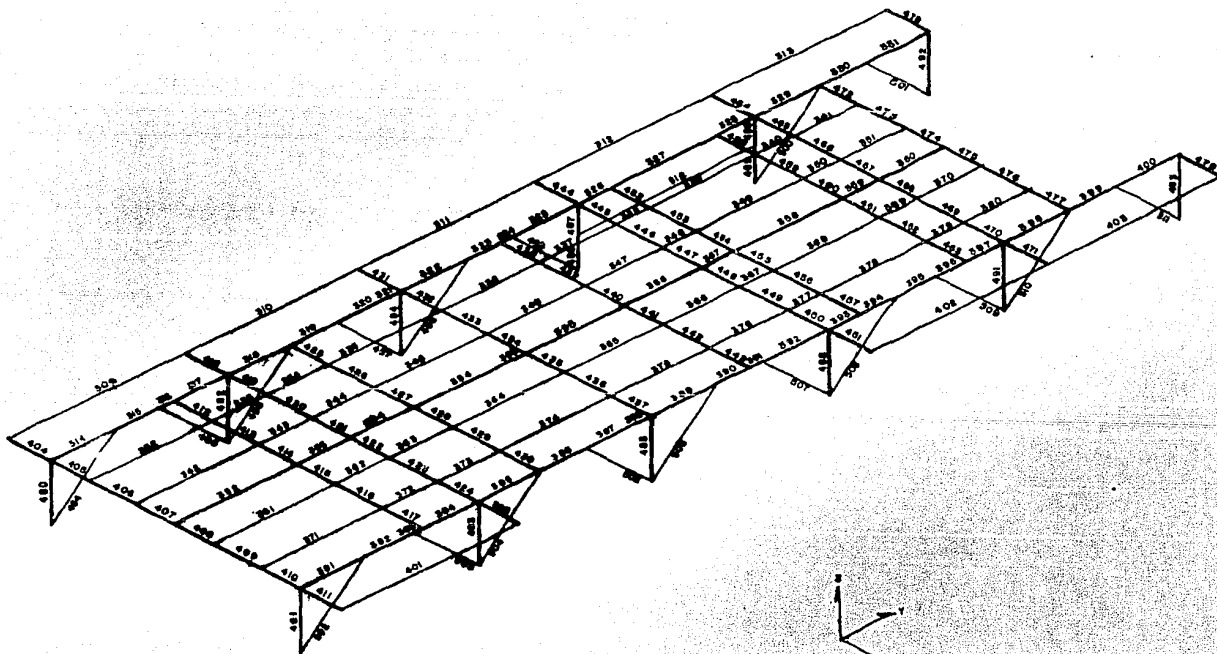
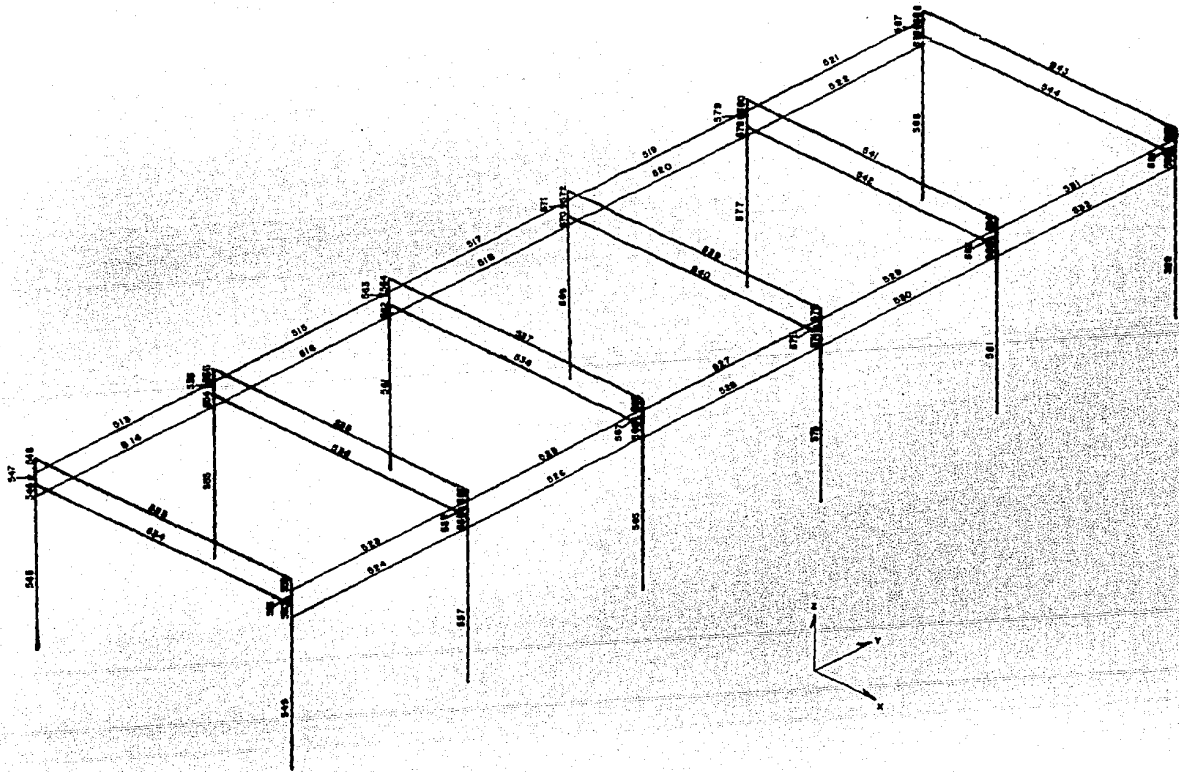


FIG. 3.4.- TOPOLOGÍA: MARCOS ENTRE NIVELES + 110.600 y 113.600 NUMERACION DE MIEMBROS



TOPOLOGIA: MARCOS ENTRE NIVELES +108.000 y +110.000 NUMERACION DE MIEMBROS



TOPOLOGIA: MARCOS ENTRE NIVELES + 100.000 y + 108.000 NUMERACION DE MIEMBROS

CARGA EN LOS MIEMBROS

A parte del peso del equipo incluyendo la carga viva y muerta (ver figura), y de las descargas de los apoyos especiales para tuberías (ver apéndice), a las traveses se les consideró un peso adicional el cual incluía el peso propio y el restante para absorber de alguna forma las descargas que puedan faltar o el cambio en el trazo de las tuberías, teniendo así:

Para las traveses tanto horizontales como longitudinales en el nivel + 113.600, 250 Kg/m de peso adicional.

Para las traveses horizontales de los pasillos de operación y mantenimiento de equipo los cuales se tomó de 500 Kg/m de carga viva y muerta, para las traveses longitudinales sobre ejes de 600 Kg/m.

Las cargas sobre las traveses de liga y traveses de marco fueron proporcionadas por el departamento de Ingeniería Civil-Concreto con la siguiente distribución, para las traveses de marco se dividió en tres tramos iguales y a los extremos se les consideró 23.3 Kg/m y al central 37.3 Kg/m, para las traveses de liga se hizo en forma similar pero para los extremos se les dio 7.3 Kg/m y al central de 9.3 Kg/m. de carga.

NUMERO DE SECCION Y DESCRIPCION

1. IPR 152 x 102 x 17.9 Kg/m
2. IPR 203 x 133 x 26.9 Kg/m
3. IPR 305 x 165 x 38.7 Kg/m
4. IPR 305 x 165 x 44.7 Kg/m
5. IPR 305 x 302 x 74.5 Kg/m
6. WF 457 x 305 x 98 Kg/m
7. WF 457 x 305 x 118 Kg/m
8. 2 JL 101 x 7.9 x 24.4 Kg/,
9. 4 Fl's (150 x 9.5 + 250 x 9.5) x 58.85 Kg/m
10. 4 Fl's (250 x 9.5 + 200 x 12.7) x 77.18 Kg/m
11. 4 Fl's (250 x 12.7 + 200 x 12.7) x 89.63 Kg/m
12. 4 Fl's 400 x 12.7 x 159.34 Kg/m
13. Trabe de liga de concreto reforzado de 40 x 50 cm.
14. Trabe de marco de concreto reforzado de 40 x 60 cm.
15. Columna de marco de concreto reforzado de 40 x 50 cm.

NUMERO DE SECCION	AREA X	AREA Y	AREA Z	INERCIA X	INERCIA Y	INERCIA Z
1	22.77	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1
2	33.93	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1
3	49.35	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1
4	56.70	0.0	0.0	0.1	720.1	8491.0
5	94.90	0.0	0.0	0.1	844.9	9906
6	123.79	0.0	0.0	0.1	2347.0	16420
7	149.39	0.0	0.0	0.1	7493.0	51217.0
8	30.96	0.0	0.0	0.1	8992.0	60639.0
9	76.20	0.0	0.0	0.1	0.1	0.1
10	98.3	0.0	0.0	6697.0	7294.0	2267.0
11	114.3	0.0	0.0	11886.0	11245.0	5148.0
12	203.20	0.0	0.0	14111.1	12078.55	6145.0
13	2000.0	0.0	0.0	81280.0	56822.0	47827.0
14	2400.0	0.0	0.0	539200.0	266666.602	416666.602
15	2000.0	0.0	0.0	752640.0	320000.0	720000.0
				539200	416666.602	266666.602

PROPIEDADES MECANICAS CON RESPECTO A EJES GLOBALES

III.2 ANALISIS.

Las siguientes hojas del análisis son los más representativos en cuanto a como se proporcionaron los datos de entrada, y la forma en que se nos presentan los datos de salida.

Por razones de espacio y manejabilidad del trabajo no se proporcionan todas las hojas de la corrida (la cual consta de 141 pág.) sino aquellas en las que aparecen los resultados que sirvieron para revisar y diseñar la estructura, - tales como giros, desplazamientos y elementos mecánicos.

ESTRUCTURA SOLOAIRES

=====

NUMERO DE MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA	=	595
NUMERO DE NUDOS DE LA ESTRUCTURA	=	317
NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA	=	3
NUMERO DE GRUPOS DE PROPIEDADES	=	15

MUDOS	R	E	S	T	R	I	C	C	I	O	N	E	S	COORDENADA-X	COORDENADA-Y	COORDENADA-Z
1														.00	.00	1360.00
2														.00	488.00	1360.00
3														.00	920.00	1360.00
4														.00	1352.00	1360.00
5														.00	1792.00	1360.00
6														.00	2226.00	1360.00
7														.00	2653.00	1360.00
8														.00	3070.00	1360.00
9														800.00	150.00	1360.00
10														800.00	338.00	1360.00
11														800.00	638.00	1360.00
12														800.00	770.00	1360.00
13														800.00	1070.00	1360.00
14														800.00	1262.00	1360.00
15														800.00	1502.00	1360.00
16														800.00	1642.00	1360.00
17														800.00	1942.00	1360.00
18														300.00	150.00	1360.00
19														300.00	338.00	1360.00
20														800.00	2076.00	1360.00
21														300.00	638.00	1360.00
22														300.00	770.00	1360.00
23														800.00	2376.00	1360.00
24														300.00	1070.00	1360.00
25														300.00	1262.00	1360.00
26														800.00	2503.00	1360.00
27														300.00	1502.00	1360.00
28														300.00	1642.00	1360.00
29														800.00	2803.00	1360.00
30														300.00	1942.00	1360.00
31														300.00	2076.00	1360.00
32														800.00	2920.00	1360.00
33														300.00	2376.00	1360.00
34														300.00	2503.00	1360.00
35														150.00	1792.00	1360.00
36														300.00	2803.00	1360.00
37														300.00	2920.00	1360.00
38														300.00	3070.00	1360.00
39														450.00	.00	1360.00
40														450.00	488.00	1360.00
41														450.00	920.00	1360.00
42														450.00	1352.00	1360.00
43														450.00	1792.00	1360.00
44														450.00	2226.00	1360.00
45														450.00	2653.00	1360.00
46														450.00	3070.00	1360.00
47														650.00	.00	1360.00
48														650.00	488.00	1360.00
49														650.00	920.00	1360.00
50														650.00	1352.00	1360.00
51														650.00	1792.00	1360.00
52														650.00	2226.00	1360.00
53														800.00	3070.00	1360.00
54														650.00	3070.00	1360.00
55														300.00	.00	1360.00
56														150.00	.00	1360.00
57														150.00	488.00	1360.00
58														800.00	488.00	1360.00
59														150.00	920.00	1360.00

59	109	110	3 16	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	127-00
60	110	111	3 16	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
61	111	112	3 16	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
62	112	113	3 16	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	117-00
63	113	114	3 16	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
64	1	56	3 16	1	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
65	56	55	3 16	1	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
66	55	39	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
67	39	47	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
68	47	68	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
69	68	77	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
70	77	85	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
71	85	93	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
72	93	115	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
73	2	57	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
74	57	69	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
75	69	40	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
76	40	48	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
77	48	58	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
78	58	78	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
79	78	86	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
80	86	96	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
81	96	116	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
82	3	59	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
83	59	61	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
84	61	41	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
85	41	49	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
86	49	71	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
87	71	79	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
88	79	87	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
89	87	99	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
90	99	117	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
91	4	60	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
92	60	72	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
93	72	42	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
94	42	50	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
95	50	64	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
96	64	80	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
97	80	88	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
98	88	102	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
99	102	118	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
100	5	35	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
101	35	74	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
102	74	43	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
103	43	51	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
104	51	67	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
105	67	81	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
106	81	89	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
107	89	105	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
108	105	119	3 16	1	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
109	6	63	3 16	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
110	63	75	3 16	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
111	75	44	3 16	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
112	44	52	3 16	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
113	52	70	3 16	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
114	70	82	3 16	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	200-00
115	82	90	3 16	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
116	90	108	3 16	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
117	108	120	3 16	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00
118	7	65	3 16	1	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	150-00

MIEM	INCID	NUDK	MAT	GEO	IL	KI	KJ	INC	LONGI	TUD
1	55	18	316	1	4	0	0	0	0	150.00
2	18	19	316	1	4	0	0	0	0	188.00
3	19	69	316	1	4	0	0	0	0	150.00
4	69	21	316	1	4	0	0	0	0	150.00
5	21	22	316	1	3	0	0	0	0	132.00
6	22	61	316	1	3	0	0	0	0	150.00
7	61	24	316	1	3	0	0	0	0	150.00
8	24	25	316	1	3	0	0	0	0	132.00
9	25	72	316	1	3	0	0	0	0	150.00
10	72	27	316	1	3	0	0	0	0	150.00
11	27	28	316	1	3	0	0	0	0	140.00
12	28	74	316	1	3	0	0	0	0	150.00
13	74	30	316	1	3	0	0	0	0	150.00
14	30	37	316	1	3	0	0	0	0	134.00
15	31	75	316	1	3	0	0	0	0	150.00
16	75	33	316	1	3	0	0	0	0	150.00
17	33	34	316	1	3	0	0	0	0	127.00
18	34	76	316	1	3	0	0	0	0	150.00
19	76	36	316	1	3	0	0	0	0	150.00
20	36	37	316	1	3	0	0	0	0	117.00
21	37	38	316	1	3	0	0	0	0	150.00
22	68	9	316	1	4	0	0	0	0	150.00
23	9	10	316	1	4	0	0	0	0	188.00
24	10	58	316	1	4	0	0	0	0	150.00
25	58	11	316	1	3	0	0	0	0	150.00
26	11	12	316	1	3	0	0	0	0	132.00
27	12	71	316	1	3	0	0	0	0	150.00
28	71	13	316	1	3	0	0	0	0	150.00
29	13	14	316	1	3	0	0	0	0	132.00
30	14	64	316	1	3	0	0	0	0	150.00
31	64	15	316	1	3	0	0	0	0	150.00
32	15	16	316	1	3	0	0	0	0	140.00
33	16	67	316	1	3	0	0	0	0	150.00
34	67	17	316	1	3	0	0	0	0	150.00
35	17	20	316	1	3	0	0	0	0	134.00
36	20	70	316	1	3	0	0	0	0	150.00
37	70	23	316	1	3	0	0	0	0	150.00
38	23	26	316	1	3	0	0	0	0	127.00
39	26	73	316	1	3	0	0	0	0	150.00
40	73	29	316	1	3	0	0	0	0	150.00
41	29	32	316	1	3	0	0	0	0	117.00
42	32	53	316	1	3	0	0	0	0	150.00
43	93	94	316	1	4	0	0	0	0	150.00
44	94	95	316	1	4	0	0	0	0	188.00
45	95	96	316	1	4	0	0	0	0	150.00
46	96	97	316	1	3	0	0	0	0	150.00
47	97	98	316	1	3	0	0	0	0	132.00
48	98	99	316	1	3	0	0	0	0	150.00
49	99	100	316	1	3	0	0	0	0	150.00
50	100	101	316	1	3	0	0	0	0	132.00
51	101	102	316	1	3	0	0	0	0	150.00
52	102	103	316	1	3	0	0	0	0	150.00
53	103	104	316	1	3	0	0	0	0	140.00
54	104	105	316	1	3	0	0	0	0	150.00
55	105	106	316	1	3	0	0	0	0	150.00
56	106	107	316	1	3	0	0	0	0	134.00
57	107	108	316	1	3	0	0	0	0	150.00
58	108	109	316	1	3	0	0	0	0	150.00

ANCHO DE BANDA NUEVO = 72
NO. DE CICLOS = 52663

NUDOS POR BLOQUE = 96
NUMERO DE BLOQUES(N) = 4
MIEMBROS POR BLOQUE = 48
NUMERO DE BLOQUES(M) = 13

DATOS DE CARGAS EN LOS MIEMBROS			X-PRINC	X-FIN	ALFA	TIPO
MIEMBRO	CONDICION	CARGA				
	CARGA					
1	T	6250.000	66.00	66.00	.00	0
1	T	2.500	.00	150.00	.00	0
1	T	442.000	66.00	66.00	.00	1
2	T	2.500	.00	188.00	.00	0
3	T	2.500	.00	150.00	.00	0
4	T	2.500	.00	150.00	.00	0
5	T	2.500	.00	132.00	.00	0
6	T	2.500	.00	150.00	.00	0
7	T	2.500	.00	150.00	.00	0
8	T	2.500	.00	132.00	.00	0
9	T	2.500	.00	150.00	.00	0
10	T	2.500	.00	150.00	.00	0
11	T	2.500	.00	140.00	.00	0
12	T	2.500	.00	150.00	.00	0
12	T	6250.000	132.50	132.50	.00	0
12	T	442.000	132.50	132.50	.00	1
13	T	4686.000	17.50	17.50	.00	0
13	T	270.000	17.50	17.50	.00	1
13	T	2.500	.00	150.00	.00	0
14	T	2.500	.00	134.00	.00	0
15	T	2.500	.00	150.00	.00	0
16	T	2.500	.00	150.00	.00	0
17	T	2.500	.00	127.00	.00	0
18	T	2.500	.00	150.00	.00	0
19	T	2.500	.00	150.00	.00	0
20	T	2.500	.00	117.00	.00	0
21	T	2.500	.00	150.00	.00	0
22	T	12650.000	66.00	66.00	.00	0
22	T	2.500	.00	150.00	.00	0
23	T	2.500	.00	188.00	.00	0
24	T	2.500	.00	150.00	.00	0
25	T	2.500	.00	150.00	.00	0
26	T	2.500	.00	132.00	.00	0
27	T	2.500	.00	150.00	.00	0
28	T	2.500	.00	150.00	.00	0
29	T	2.500	.00	132.00	.00	0
30	T	2.500	.00	150.00	.00	0
31	T	2.500	.00	150.00	.00	0
32	T	2.500	.00	140.00	.00	0
33	T	2.500	.00	150.00	.00	0
33	T	12650.000	132.50	132.50	.00	0
34	T	6350.000	17.50	17.50	.00	0
34	T	2.500	.00	150.00	.00	0
35	T	2.500	.00	134.00	.00	0
36	T	2.500	.00	150.00	.00	0
37	T	2.500	.00	150.00	.00	0
38	T	2.500	.00	127.00	.00	0
39	T	2.500	.00	150.00	.00	0
40	T	2.500	.00	150.00	.00	0
41	T	2.500	.00	117.00	.00	0
42	T	2.500	.00	150.00	.00	0
43	T	6250.000	66.00	66.00	.00	0
43	T	2.500	.00	150.00	.00	0
43	T	-442.000	66.00	66.00	.00	1
44	T	2.500	.00	188.00	.00	0
45	T	2.500	.00	150.00	.00	0
46	T	2.500	.00	150.00	.00	0

.....MIEMBROS TRIDIMENSIONALES.....

NUMERO DE MIEMBROS = 595

NUMERO DE GRUPOS DE PROPIEDADES GEOMETRICAS = 15

NUMERO DE GRUPOS DE FUERZAS DE EMPCTRAMIENTO = C

NUMERO DE GRUPOS DE MATERIALES = 2

MATERIAL	MODULO YOUNG	RELACION POISSON	DENSIDAD PASA
1	2100000.	.30000	.00000
2	141000.	.20000	.00000

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS MIEMBROS

TIPO DE ELEMENTO	AREA			INERCIA		
	X	Y	Z	X	Y	Z
1	22.770	-000	-000	-0C1	-0G1	-001
2	33.930	-000	-000	-0C1	-0C1	-001
3	49.350	-000	-000	-0C1	720.10C	8491.000
4	56.700	-000	-000	-0C1	844.90C	9906.000
5	94.900	-000	-000	-0C1	2347.00C	16420.000
6	123.790	-000	-000	-0C1	7493.00C	51217.000
7	149.390	-000	-000	-0C1	6992.00C	60639.000
8	30.960	-000	-000	-0C1	-001	-001
9	76.200	-000	-000	6697.00C	7294.000	2267.000
10	98.300	-000	-000	11886.000	11245.00C	5148.000
11	114.300	-000	-000	14111.10C	12078.50C	6145.00C
12	203.200	-000	-000	81280.00C	56822.00C	47827.000
13	2000.000	-000	-000	539200.00C	266666.602	416666.602
14	2400.000	-000	-000	752640.000	320000.00C	720000.00C
15	2000.000	-000	-000	539200.00C	416666.602	266666.602
NUMERO TOTAL DE ECUACIONES			=	1830		
ANCHO DE BANDA			=	438		
NUMERO DE ECUACIONES EN UN BLOQUE			=	42		
NUMERO DE BLOQUES			=	44		

303	1	.09798	.00602	-.09661	-.00025	-.00052	-.00001
	2	.01278	1.80532	-.01034	-.00217	-.00003	-.00001
	3	1.33194	.04306	-.00671	-.00005	.00289	.00052
302	1	-.12202	-.00772	-.09254	.00029	.00047	-.00002
	2	.01249	1.82854	-.01138	-.00219	.00003	-.00001
	3	1.33205	-.04305	.00675	.00005	.00289	.00052
301	1	-.23614	-.00147	-.13155	-.00045	.00004	-.00001
	2	-.02996	2.25553	-.02242	-.00010	-.00005	-.00007
	3	2.23542	.14281	-.28026	-.00000	.00191	-.00037
300	1	.00995	.00504	-.11486	-.00015	-.00128	-.00002
	2	.01467	2.01033	-.01147	-.00181	-.00001	-.00001
	3	1.56379	.04850	-.00803	-.00005	.00165	.00044
299	1	.10057	-.00211	-.18635	-.00001	-.00058	-.00000
	2	.00918	1.80997	-.00203	-.00152	.00002	-.00001
	3	1.82303	.04291	-.01240	-.00004	.00391	.00046
298	1	-.03852	-.00217	-.11717	-.00011	.00124	-.00002
	2	-.01491	2.03527	-.01272	-.00183	.00002	-.00002
	3	1.56372	-.04808	.00807	.00004	.00165	.00042
297	1	.00310	.00578	-.22146	-.00005	-.00141	-.00000
	2	.01102	1.99705	-.00258	-.00194	-.00001	-.00002
	3	2.13901	.04762	-.01489	-.00005	.00227	.00038
296	1	-.05616	-.02568	-.39055	.00022	.00011	-.00004
	2	.02528	2.25655	-.01818	-.00010	-.00000	-.00019
	3	2.86973	.11507	-.04587	-.00001	.00018	-.00041
295	1	-.03557	.01176	-.22094	-.00004	.00137	-.00001
	2	.01108	2.02309	.00248	-.00196	.00002	-.00001
	3	2.13900	-.04765	.01475	.00004	.00227	.00038
294	1	-.05874	-.03132	-.37801	.00022	-.00001	-.00004
	2	.02528	2.28520	-.01861	-.00010	-.00000	-.00019
	3	2.86975	.05283	-.01945	.00001	.00017	-.00041
293	1	-.06334	-.03243	-.45599	.00033	-.00155	-.00006
	2	.02541	2.31993	-.01994	-.00009	-.00002	-.00058
	3	2.86909	-.00328	.00005	.00000	.00004	.00007
292	1	-.23614	-.01175	-.14078	.00042	-.00024	-.00020
	2	.02996	2.26416	-.01279	-.00009	.00005	-.00001
	3	2.23542	.05342	-.00919	.00002	.00151	.00076
291	1	-.10318	-.01235	-.27120	.00066	-.00096	.00064
	2	.03749	2.26255	.00130	.00006	.00001	.00002
	3	2.59630	.05376	-.01431	.00003	.00068	-.00165
290	1	-.05386	-.01393	-.37468	.00004	.00015	-.00009
	2	.02572	2.26829	-.01864	-.00010	-.00000	-.00018
	3	2.84335	.05324	-.01965	.00000	.00021	.00047
289	1	-.03822	-.00006	-.29964	.00050	.00017	-.00007
	2	.01850	2.25512	-.00396	-.00006	-.00000	-.00005
	3	2.90398	.13970	-.18446	-.00018	-.00092	.00052

288	1	-.06115	-.02967	-.41191	-.00016	-.00004	-.00011
	2	-.00692	2.28487	-.00656	-.00006	-.00000	-.00007
	3	2.92041	.05296	-.02060	-.00001	.00019	.00047
287	1	-.02530	-.01990	-.60794	-.00014	-.00159	.00002
	2	.02559	2.32668	-.02183	-.00000	-.00002	-.00056
	3	2.81497	.02097	-.00992	-.00010	-.00004	-.00002
286	1	-.03417	-.01990	-.49686	-.00328	-.00180	.00002
	2	.01838	2.32656	-.00657	-.00006	-.00002	-.00006
	3	2.90431	.02201	.06750	-.00026	-.00021	.00006
285	1	-.04344	-.07650	-.95814	-.00058	-.00003	-.00001
	2	.02484	2.49640	-.02750	-.00005	-.00000	-.00004
	3	2.86962	.00057	.00074	-.00000	-.00008	-.00023
284	1	-.12792	.00469	-.18591	-.00004	-.00052	-.00001
	2	.00913	1.83372	.00218	-.00154	-.00002	-.00001
	3	1.82301	-.04296	.01229	-.00004	-.00391	-.00046
283	1	-.01766	-.01362	-.39070	-.00045	-.00156	.00010
	2	.01335	2.26576	-.00446	-.00005	-.00003	-.00013
	3	2.98208	.05384	-.02244	-.00001	.00012	-.00047
282	1	-.05578	-.06414	-.88225	.00047	-.00142	-.00016
	2	.02524	2.48538	-.02639	-.00007	-.00002	-.00046
	3	2.86906	.03292	-.00897	-.00000	-.00001	-.00001
281	1	-.09367	-.02042	-.42111	.00002	-.00010	-.00005
	2	.01975	2.28579	-.00487	.00004	-.00000	-.00006
	3	3.22981	.05244	-.02310	.00000	-.00025	-.00070
280	1	.11538	-.00279	-.20049	-.00000	-.00057	.00003
	2	.00426	1.81187	-.00033	-.00158	-.00001	-.00001
	3	2.04630	.04244	-.01386	-.00004	.00437	-.00016
279	1	-.03128	-.03465	-.46315	.00046	-.00002	-.00006
	2	.02439	2.29784	-.02221	-.00011	-.00000	-.00013
	3	2.86992	-.17827	-.07440	-.00001	-.00018	-.00042
278	1	-.03822	-.01182	-.30101	.00026	-.00036	-.00009
	2	.01850	2.26620	-.00423	-.00007	-.00000	-.00006
	3	2.90398	.05413	-.01920	.00001	.00092	-.00039
277	1	-.01706	.01995	-.12733	-.00007	.00023	-.00003
	2	.01601	2.14753	-.01259	-.00085	.00002	-.00001
	3	1.73131	.05235	-.00864	-.00003	.00163	-.00063
276	1	-.07627	-.02830	-.41967	-.00003	-.00006	-.00006
	2	.02324	2.28427	-.00090	-.00004	-.00000	-.00017
	3	2.99003	.05285	-.02164	-.00001	.00021	-.00057
275	1	-.02326	-.00779	-.36398	.00007	-.00131	-.00013
	2	.02573	2.26327	-.01859	-.00006	-.00002	-.00018
	3	2.81470	.05422	-.01938	-.00001	.00009	-.00053
274	1	-.07992	-.02321	-.41538	.00007	-.00009	-.00016
	2	.00165	2.28465	.00043	.00004	-.00000	.00006
	3	3.12791	.05263	-.02285	-.00000	.00005	.00006

.....FUERZAS MOMENTOS Y ESFUERZOS.....

MIEMB.	CARGA	AXIAL	CORTANTE	CORTANTE	TORSION	FLEXION	
NO.	NO.	R1	R2	R3	M1	M2	M3
1	1	6978.271	6247.892	280.398	.002	-9131.636	211736.109
		-6978.271	377.108	161.602	-.002	4199.958	172322.723
1	2	-1256.422	-25.323	192.276	-.000	-10007.520	-3765.706
		1256.422	25.323	-192.276	.000	-18833.899	-32.698
1	3	-689.335	-6.005	296.759	-.000	-13765.782	-1629.767
		689.335	6.005	-296.759	.000	-30748.081	728.984
2	1	6773.018	-377.095	43.652	.002	-4199.958	-172322.662
		-6773.018	847.095	-43.652	-.002	-4006.543	57248.634
2	2	-875.953	-25.344	-188.270	-.000	18833.867	32.696
		875.953	25.344	188.270	.000	16560.813	-4797.351
2	3	-64.611	-6.040	-327.977	-.000	30748.157	-728.989
		64.611	6.040	327.977	.000	30911.560	-406.528
3	1	6692.519	-247.099	-36.247	.002	4906.543	-57248.674
		-6692.519	1222.099	36.847	-.002	1520.536	-97941.126
3	2	-518.109	-25.324	169.546	-.000	-16560.802	4797.351
		518.109	25.324	-169.546	.000	-8871.142	-8595.960
3	3	560.538	-6.005	297.163	-.000	-30911.629	406.527
		-560.538	6.005	-297.163	.000	-13662.838	-1307.320
4	1	5415.603	606.497	73.642	-.001	-3421.153	45319.093
		-5415.603	-231.497	-73.642	.001	-7625.099	17530.468
4	2	595.078	-11.932	152.277	.000	-7958.805	-2800.233
		-595.078	11.932	-152.277	-.000	-14882.713	1010.495
4	3	173.464	-4.507	34.057	-.000	-1872.516	-389.861
		-173.464	4.507	-34.057	.000	-3235.891	-286.177
5	1	5612.050	231.492	-122.805	-.001	7625.100	-17530.543
		-5612.050	98.508	122.805	.001	8585.180	26307.446
5	2	971.109	-11.952	-223.797	.000	14882.709	-1010.588
		-971.109	11.952	223.797	-.000	14658.526	-567.095
5	3	275.017	-4.513	-67.494	-.000	3235.890	286.172
		-275.017	4.513	67.494	.000	5673.340	-881.869
6	1	5815.697	-98.492	80.842	-.001	-8585.175	-26307.684
		-5815.697	473.492	-80.842	.001	-3541.099	-16591.210
6	2	1343.250	-11.929	148.592	.000	-14658.472	566.804
		-1343.250	11.929	-148.592	-.000	-7630.360	-2350.104
6	3	401.461	-4.506	58.859	-.000	-5673.558	881.874
		-401.461	4.506	-58.859	.000	-3155.275	-1557.788
7	1	-2359.284	380.487	-99.912	-.000	5661.399	19194.686
		2359.284	-5.487	99.912	.000	9325.340	9753.403
7	2	-1057.969	-48.798	140.950	-.000	-7542.448	-13671.400
		1057.969	48.798	-140.950	.000	-13800.064	6351.717
7	3	290.861	7.282	50.034	-.000	-3171.592	1245.383
		-290.861	-7.282	-50.034	.000	-4333.582	-153.041

NUOVA NUMERAZIONE DE LOS NUDOS

NUOVO ORIGINAL	2	NUOVO ORIGINAL	19	NUOVO ORIGINAL	1	NUOVO ORIGINAL	7	NUOVO ORIGINAL	13	NUOVO ORIGINAL	5	NUOVO ORIGINAL	32	NUOVO ORIGINAL	4	NUOVO ORIGINAL	26	NUOVO ORIGINAL	36
1	1	2	19	1	1	7	1	1	13	5	3	32	4	4	26	36	36	36	36
2	2	3	20	2	2	8	2	2	14	6	4	33	5	5	27	37	37	37	37
3	3	4	21	3	3	9	3	3	15	7	5	34	6	6	28	38	38	38	38
4	4	5	22	4	4	10	4	4	16	8	6	35	7	7	29	39	39	39	39
5	5	6	23	5	5	11	5	5	17	9	7	36	8	8	30	40	40	40	40
6	6	7	24	6	6	12	6	6	18	10	8	37	9	9	31	41	41	41	41
7	7	8	25	7	7	13	7	7	19	11	9	38	10	10	32	42	42	42	42
8	8	9	26	8	8	14	8	8	20	12	10	39	11	11	33	43	43	43	43
9	9	10	27	9	9	15	9	9	21	13	11	40	12	12	34	44	44	44	44
10	10	11	28	10	10	16	10	10	22	14	12	41	13	13	35	45	45	45	45
11	11	12	29	11	11	17	11	11	23	15	13	42	14	14	36	46	46	46	46
12	12	13	30	12	12	18	12	12	24	16	14	43	15	15	37	47	47	47	47
13	13	14	31	13	13	19	13	13	25	17	15	44	16	16	38	48	48	48	48
14	14	15	32	14	14	20	14	14	26	18	16	45	17	17	39	49	49	49	49
15	15	16	33	15	15	21	15	15	27	19	17	46	18	18	40	50	50	50	50
16	16	17	34	16	16	22	16	16	28	20	18	47	19	19	41	51	51	51	51
17	17	18	35	17	17	23	17	17	29	21	19	48	20	20	42	52	52	52	52
18	18	19	36	18	18	24	18	18	30	22	20	49	21	21	43	53	53	53	53
19	19	20	37	19	19	25	19	19	31	23	21	50	22	22	44	54	54	54	54
20	20	21	38	20	20	26	20	20	32	24	22	51	23	23	45	55	55	55	55
21	21	22	39	21	21	27	21	21	33	25	23	52	24	24	46	56	56	56	56
22	22	23	40	22	22	28	22	22	34	26	24	53	25	25	47	57	57	57	57
23	23	24	41	23	23	29	23	23	35	27	25	54	26	26	48	58	58	58	58
24	24	25	42	24	24	30	24	24	36	28	26	55	27	27	49	59	59	59	59
25	25	26	43	25	25	31	25	25	37	29	27	56	28	28	50	60	60	60	60
26	26	27	44	26	26	32	26	26	38	30	28	57	29	29	51	61	61	61	61
27	27	28	45	27	27	33	27	27	39	31	29	58	30	30	52	62	62	62	62
28	28	29	46	28	28	34	28	28	40	32	30	59	31	31	53	63	63	63	63
29	29	30	47	29	29	35	29	29	41	33	31	60	32	32	54	64	64	64	64
30	30	31	48	30	30	36	30	30	42	34	32	61	33	33	55	65	65	65	65
31	31	32	49	31	31	37	31	31	43	35	33	62	34	34	56	66	66	66	66
32	32	33	50	32	32	38	32	32	44	36	34	63	35	35	57	67	67	67	67
33	33	34	51	33	33	39	33	33	45	37	35	64	36	36	58	68	68	68	68
34	34	35	52	34	34	40	34	34	46	38	36	65	37	37	59	69	69	69	69
35	35	36	53	35	35	41	35	35	47	39	37	66	38	38	60	70	70	70	70
36	36	37	54	36	36	42	36	36	48	40	38	67	39	39	61	71	71	71	71
37	37	38	55	37	37	43	37	37	49	41	39	68	40	40	62	72	72	72	72
38	38	39	56	38	38	44	38	38	50	42	40	69	41	41	63	73	73	73	73
39	39	40	57	39	39	45	39	39	51	43	41	70	42	42	64	74	74	74	74
40	40	41	58	40	40	46	40	40	52	44	42	71	43	43	65	75	75	75	75
41	41	42	59	41	41	47	41	41	53	45	43	72	44	44	66	76	76	76	76
42	42	43	60	42	42	48	42	42	54	46	44	73	45	45	67	77	77	77	77
43	43	44	61	43	43	49	43	43	55	47	45	74	46	46	68	78	78	78	78
44	44	45	62	44	44	50	44	44	56	48	46	75	47	47	69	79	79	79	79
45	45	46	63	45	45	51	45	45	57	49	47	76	48	48	70	80	80	80	80
46	46	47	64	46	46	52	46	46	58	50	48	77	49	49	71	81	81	81	81
47	47	48	65	47	47	53	47	47	59	51	49	78	50	50	72	82	82	82	82
48	48	49	66	48	48	54	48	48	60	52	50	79	51	51	73	83	83	83	83
49	49	50	67	49	49	55	49	49	61	53	51	80	52	52	74	84	84	84	84
50	50	51	68	50	50	56	50	50	62	54	52	81	53	53	75	85	85	85	85
51	51	52	69	51	51	57	51	51	63	55	53	82	54	54	76	86	86	86	86
52	52	53	70	52	52	58	52	52	64	56	54	83	55	55	77	87	87	87	87
53	53	54	71	53	53	59	53	53	65	57	55	84	56	56	78	88	88	88	88
54	54	55	72	54	54	60	54	54	66	58	56	85	57	57	79	89	89	89	89
55	55	56	73	55	55	61	55	55	67	59	57	86	58	58	80	90	90	90	90
56	56	57	74	56	56	62	56	56	68	60	58	87	59	59	81	91	91	91	91
57	57	58	75	57	57	63	57	57	69	61	59	88	60	60	82	92	92	92	92
58	58	59	76	58	58	64	58	58	70	62	60	89	61	61	83	93	93	93	93
59	59	60	77	59	59	65	59	59	71	63	61	90	62	62	84	94	94	94	94
60	60	61	78	60	60	66	60	60	72	64	62	91	63	63	85	95	95	95	95
61	61	62	79	61	61	67	61	61	73	65	63	92	64	64	86	96	96	96	96
62	62	63	80	62	62	68	62	62	74	66	64	93	65	65	87	97	97	97	97
63	63	64	81	63	63	69	63	63	75	67	65	94	66	66	88	98	98	98	98
64	64	65	82	64	64	70	64	64	76	68	66	95	67	67	89	99	99	99	99
65	65	66	83	65	65	71	65	65	77	69	67	96	68	68	90	100	100	100	100
66	66	67	84	66	66	72	66	66	78	70	68	97	69	69	91	101	101	101	101
67	67	68	85	67	67	73	67	67	79	71	69	98	70	70	92	102	102	102	102
68	68	69	86	68	68	74	68	68	80	72	70	99	71	71	93	103	103	103	103
69	69	70	87	69	69	75	69	69	81	73	71	100	72	72	94	104	104	104	104
70	70	71	88	70	70	76	70	70	82	74	72	101	73	73	95	105	105	105	105
71	71	72	89	71	71	77	71	71	83	75	73	102	74	74	96	106	106	106	106
72	72	73	90	72	72	78	72	72	84	76	74	103	75	75	97	107	107	107	107
73	73	74	91	73	73	79	73	73	85	77	75	104	76	76	98	108	108	108	108
74	74	75	92	74	74	80	74	74	86	78	76	105	77	77	99	109	109	109	109
75	75	76	93	75	75	81	75	75	87	79	77	106	78	78	100	110	110	110	110
76	76	77	94	76	76	82	76	76	88	80	78	107	79	79	101	111	111	111	111
77	77	78	95	77	77	83	77	77	89	81	79	108	80	80	102	112	112	112	112
78	78	79	96	78	78	84	78	78	90	82	80	109	81	81	103	113	113	113	113
79	79	80	97	79	79	85	79	79	91	83	81	110	82	82	104	114	114	114	114
80	80	81	98	80	80	86	80	80	92	84	82	111	83	83	105	115	115	115	115
81	81	82	99	81	81	87	81	81	93	85	83	112	84	84	106	116	116	116	116
82	82	83	100	82	82	88	82	82	94	86	84	113	85	85	107	117	117	117	117
83	83	84	101	83	83	89	83	83	95	87	85	114	86	86	108	118	118	118	118
84	84																		

15	2	95.734 -95.734	-19.897 19.897	92.136 -92.136	.000 -.000	-9168.621 -4651.742	-1746.195 -1238.319
15	3	-1.793 1.793	-1.119 1.119	-57.954 57.954	-.000 -.000	6454.955 2238.114	729.360 -897.780
16	1	5647.230 -5647.230	559.837 -184.837	1.163 -1.163	.000 -.000	379.313 -553.735	62771.007 -6920.329
16	2	757.141 -757.141	-47.859 47.859	48.235 -48.235	.000 -.000	-2800.546 -4434.739	-9562.888 2384.038
16	3	174.173 -174.173	-1.207 1.207	-72.216 72.216	.000 -.000	2476.299 8356.137	-731.989 550.878
17	1	5645.694 -5645.694	184.848 132.652	2.711 -2.711	.000 -.000	553.740 -898.038	6920.227 -3605.796
17	2	872.437 -872.437	-47.860 47.860	-67.774 67.774	.000 -.000	4434.892 4172.416	-2384.832 -3693.333
17	3	-35.370 35.370	-1.193 1.193	137.235 -137.235	.000 -.000	-8356.397 -9072.474	-551.209 399.689
18	1	5635.886 -5635.886	-132.651 507.651	-7.098 7.098	.000 -.000	898.037 166.598	3605.810 -51628.504
18	2	984.031 -984.031	-47.853 47.853	43.850 -43.850	.000 -.000	-4172.856 -2404.665	3693.332 -10871.334
18	3	-269.372 269.372	-1.206 1.206	-96.771 96.771	.000 -.000	9072.536 5443.124	-399.687 218.773
19	1	1208.024 -1208.024	386.792 -11.792	-6.198 6.198	-.000 -.000	234.534 695.180	-18076.453 47970.064
19	2	-824.125 824.125	-14.212 14.212	90.006 -90.006	-.000 -.000	-4534.223 -8966.737	428.861 -2560.636
19	3	234.194 -234.194	9.267 -9.267	-47.955 47.955	.000 -.000	2755.374 4637.780	2367.339 -977.266
20	1	1202.647 -1202.647	11.837 280.663	-.771 .771	-.000 -.000	-695.174 785.402	-47972.104 32245.667
20	2	-565.391 565.391	-14.231 14.231	-171.140 171.140	-.000 -.000	8966.668 11056.659	2561.027 -4226.063
20	3	88.882 -88.882	9.276 -9.276	97.247 -97.247	.000 -.000	-4437.930 -6940.085	977.180 108.052
21	1	1220.235 -1220.235	-280.638 655.638	16.795 -16.795	-.000 -.000	-785.403 -1733.829	-32246.770 -37973.975
21	2	-282.047 282.047	-14.216 14.216	113.486 -113.486	-.000 -.000	-11056.595 -5966.289	4226.143 -6358.503
21	3	-93.897 93.897	9.264 -9.264	-85.708 85.708	.000 -.000	6939.789 5916.468	-107.972 1497.601
22	1	7056.271 -7056.271	11629.876 1395.124	-76.897 76.897	-.000 -.000	3728.367 7806.168	244805.578 408950.898
22	2	812.000 -812.000	-7.532 7.532	-17.454 17.454	-.000 -.000	860.113 1757.967	-2275.127 1145.275
22	3	10.181 -10.181	-.121 -.121	486.261 -486.261	.000 -.000	-23964.368 -48974.798	33.741 -15.804

23	1	7606.107 -7606.107	-1395.120 1865.120	81.290 -81.290	-.000 .000	-7806.170 -7476.338	-408950.715 102488.081
23	2	-266.047 266.047	-7.532 7.532	18.325 -18.325	-.000 .000	-1757.955 -1687.151	-1145.278 -270.804
23	3	14.495 -14.495	.121 -.121	-511.928 511.928	-.000 .000	48974.825 47267.603	15.604 7.129
24	1	4088.826 -4088.826	-1865.118 2240.117	-72.934 72.934	-.000 .000	7476.338 3463.727	-102488.122 -205404.365
24	2	-1172.469 1172.469	-7.532 7.532	-16.951 16.951	-.000 .000	1687.142 855.444	270.807 -1400.666
24	3	-22.190 22.190	.121 -.121	466.828 -466.828	-.000 .000	-47267.612 -22756.522	-7.129 25.266
25	1	2189.786 -2189.786	887.673 -512.673	49.660 -49.660	.000 -.000	-2361.334 -5087.706	147444.437 -42418.622
25	2	1503.203 -1503.203	-3.719 3.719	-14.665 14.665	.000 -.000	729.885 1439.849	-1312.803 754.958
25	3	-14.000 14.000	.086 -.086	126.960 -126.960	-.000 .000	-6543.622 -12500.307	8.245 4.666
26	1	5434.628 -5434.628	512.695 -182.695	-78.174 78.174	.000 -.000	5087.709 5231.318	42418.173 3477.598
26	2	742.703 -742.703	-3.715 3.715	21.440 -21.440	.000 -.000	-1439.859 -1390.238	-755.235 264.880
26	3	6.590 -6.590	.085 -.085	-193.538 193.538	-.000 .000	12500.302 13046.760	-4.570 15.848
27	1	1461.140 -1461.140	182.723 192.277	50.896 -50.896	.000 -.000	-5231.311 -2403.050	-3478.760 2762.043
27	2	-150.797 150.797	-3.714 3.714	-14.192 14.192	.000 -.000	1390.235 738.576	-265.002 -292.025
27	3	-6.921 6.921	.085 -.085	130.430 -130.430	-.000 .000	-13046.973 -6517.508	-15.825 28.623
28	1	4324.194 -4324.194	542.597 -167.597	-101.836 101.836	-.000 .000	4999.617 10275.842	26989.814 26274.817
28	2	668.016 -668.016	-11.784 11.784	-22.086 22.086	-.000 .000	1121.358 2191.519	-3088.785 1321.737
28	3	7.101 -7.101	-.060 .060	62.240 -62.240	.000 -.000	-3507.660 -5828.304	-15.041 6.082
29	1	8172.326 -8172.326	167.599 162.401	157.057 -157.057	-.000 .000	-10275.844 -10455.699	-26274.940 26618.120
29	2	-146.672 146.672	-11.784 11.784	33.240 -33.240	-.000 .000	-2191.526 -2196.128	-1321.137 -234.394
29	3	9.099 -9.099	-.060 .060	-91.378 91.378	-.000 .000	5828.348 6233.494	-6.082 -1.802
30	1	4662.836 -4662.836	-162.397 537.396	-101.079 101.079	-.000 .000	10455.697 4706.151	-26618.224 -25866.259

30	2	-1078.031 1078.031	-11.784 11.784	-22.353 22.353	-.000 .000	2196.040 1156.909	234.394 -2002.043
30	3	-4.434 4.434	-.060 .060	56.122 -56.122	-.000 -.000	-6233.424 -2184.802	1.802 -10.762
31	1	6201.122 -6201.122	550.982 -175.982	88.738 -88.738	.000 -.000	-4348.405 -8962.352	12185.308 42336.868
31	2	1588.937 -1588.937	-11.703 11.703	-22.073 22.073	-.000 .000	1143.953 2166.981	-2413.018 657.533
31	3	.245 -.245	.166 -.166	-70.620 70.620	-.000 .000	3555.018 7037.895	22.597 2.295
32	1	9733.695 -9733.695	175.993 174.007	-128.839 128.839	.000 -.000	8962.361 9075.111	-42337.060 42475.944
32	2	831.641 -831.641	-11.700 11.700	31.127 -31.127	-.000 .000	-2167.053 -2190.670	-657.703 -980.239
32	3	4.653 -4.653	.166 -.166	98.018 -98.018	-.000 .000	-7038.147 -6684.326	-2.246 25.443
33	1	6160.417 -6160.417	-173.965 13198.965	89.790 -89.790	.000 -.000	-9075.095 -4393.426	-42476.247 -233116.629
33	2	6.672 -6.672	-11.699 11.699	-22.084 22.084	-.000 .000	2190.588 1121.971	980.168 -2734.996
33	3	-4.136 4.136	.166 -.166	-68.961 68.961	-.000 .000	6683.912 3660.231	-25.434 50.277
34	1	690.858 -690.858	7039.907 -314.907	.776 -.776	.000 -.000	-69.928 -46.500	192774.738 -6288.804
34	2	192.078 -192.072	-3.851 3.851	-16.558 16.558	.000 -.000	854.082 1629.575	-682.213 104.549
34	3	-8.093 8.093	-.341 .341	-155.929 155.929	-.000 .000	7652.477 15736.923	-63.965 12.856
35	1	4461.044 -4461.044	314.976 20.024	.195 -.195	.000 -.000	46.508 -72.586	6285.657 13475.940
35	2	-565.656 565.656	-3.847 3.847	22.613 -22.613	.000 -.000	-1629.635 -1400.557	-104.879 -410.648
35	3	-6.882 6.882	-.341 .341	214.506 -214.506	-.000 .000	-15736.764 -13006.966	-12.836 -32.838
36	1	1211.370 -1211.370	-19.944 394.944	-.368 .368	.000 -.000	72.590 -17.420	-13478.039 -17638.515
36	2	-937.937 937.937	-3.846 3.846	-14.254 14.254	.000 -.000	1400.577 737.453	410.548 -987.516
36	3	-18.980 18.980	-.341 .341	-132.044 132.044	-.000 .000	13006.569 6799.997	32.824 -83.943
37	1	1980.158 -1980.158	472.205 -97.205	12.496 -12.496	.000 -.000	-635.511 -1238.904	26951.736 15754.160
37	2	950.516 -950.516	-15.060 15.060	-12.232 12.232	.000 -.000	639.672 1195.134	-2678.556 419.485
37	3	-18.141 18.141	-.161 .161	-146.640 146.640	-.000 .000	7131.820 14864.156	56.248 -32.088

83	1	-1633.622	-566.373	-.052	.000	.742	-8073.121
		1633.622	2366.373	.052	-.000	7.095	-130882.680
83	2	14.064	-14.063	-.001	-.000	-.131	-.002
		-14.064	14.063	.001	.000	-.043	-2109.313
83	3	-63.625	63.536	.006	.000	-.003	-.293
		63.625	-63.536	-.006	-.000	-.877	9530.696
84	1	-6670.197	-6562.639	19.001	-.001	-1600.757	-55137.865
		6670.197	6937.638	-19.001	-.001	-1249.335	-957382.852
84	2	64.407	83.823	-328.715	-.000	13460.965	3856.355
		-64.407	-83.823	328.715	.000	35846.260	8717.063
84	3	1559.000	716.365	-116.091	-.000	3852.809	8957.275
		-1559.000	-716.365	116.091	.000	13560.282	98497.418
85	1	9823.829	9986.014	-1.786	-.001	1249.335	957383.055
		-9823.829	-7986.014	1.786	-.001	-892.158	839819.625
85	2	-117.976	-77.136	394.608	-.000	-35846.369	-8717.063
		117.976	77.136	-394.608	.000	-43075.174	-6710.046
85	3	20.375	-815.035	130.439	-.000	3852.809	-92497.484
		-20.375	815.035	-130.439	.000	-12526.808	-64509.494
86	1	17475.343	-3770.194	-.636	.001	892.153	-839820.953
		-17475.343	4145.194	.636	-.001	-796.819	246166.865
86	2	-266.009	21.821	-413.207	-.000	43075.628	6710.108
		266.009	-21.821	413.207	.000	18905.456	-3436.919
86	3	-1426.250	535.211	-114.089	-.000	12526.908	64505.468
		1426.250	-535.211	114.089	.000	4586.405	15776.112
87	1	17500.963	3994.125	60.326	-.001	-1773.980	-250854.221
		-17500.963	-3619.125	-60.326	.001	-7274.955	821848.070
87	2	-264.594	-29.849	455.504	.000	-20693.393	3192.340
		264.594	29.849	-455.504	-.000	-47632.144	-7669.763
87	3	1517.875	531.833	-108.163	-.000	4321.413	15631.609
		-1517.875	-531.833	108.163	.000	11902.964	64143.325
88	1	9845.957	-7752.752	-68.316	-.001	7274.956	-821848.461
		-9845.957	9752.752	68.316	.001	6388.148	-928701.977
88	2	-116.925	88.432	-443.353	.000	47632.143	7669.762
		116.925	-88.432	443.353	-.000	41038.435	10016.678
88	3	95.187	-811.131	124.825	-.000	-21902.962	-64143.280
		-95.187	811.131	-124.825	.000	-13061.946	-98082.821
89	1	-6803.717	6695.713	59.437	-.001	-6388.136	928698.344
		6803.717	-6320.713	-59.437	.001	-2527.461	47533.691
89	2	56.511	-91.417	376.389	.000	-41037.804	-10016.545
		-56.511	91.417	-376.389	-.000	-15420.612	-3696.072
89	3	-1444.250	715.742	-112.468	-.000	13061.903	98083.093
		1444.250	-715.742	112.468	.000	3808.229	9278.198
90	1	-1687.404	2312.598	.047	-.000	-7.093	130889.752
		1687.404	-512.598	-.047	.000	-.000	-.122

165	2	665.891	-.000	-.000	-.000	-.000	.000
		-665.891	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
165	3	-666.161	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		666.161	.000	-.000	-.000	-.000	.000
166	1	2384.849	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2384.849	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
166	2	-562.641	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		562.641	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
166	3	241.145	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-241.145	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
167	1	2718.419	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2718.419	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
167	2	656.512	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-656.512	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
167	3	-219.648	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		219.648	.000	-.000	-.000	-.000	.000
168	1	2537.977	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2537.977	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
168	2	-614.793	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		614.793	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
168	3	109.976	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-109.976	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
169	1	2664.119	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2664.119	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
169	2	697.793	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-697.793	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
169	3	-94.836	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		94.836	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
170	1	2651.757	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2651.757	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
170	2	-572.437	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		572.437	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
170	3	-116.297	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		116.297	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
171	1	2372.115	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2372.115	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
171	2	620.234	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-620.234	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
171	3	124.106	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-124.106	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
172	1	2666.300	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2666.300	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
172	2	-562.684	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		562.684	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
172	3	-261.113	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		261.113	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000

203	1	11010.094 -11010.094	347.350 -347.350	3509.383 -3509.383	1268.771 -1268.771	-371580.430 -154826.977	2902.097 49200.359
203	2	7.135 -7.135	76.455 -76.455	1.643 -1.643	2290.639 -2290.639	-156.828 -89.566	2064.012 9404.149
203	3	-576.104 576.104	-5.634 5.634	404.975 -404.975	3512.034 -3512.034	-44671.550 -16074.336	383.729 -1228.815
204	1	24171.766 -24171.766	-215.866 215.866	11042.719 -11042.719	509.354 -509.354	-1205332.797 -451075.039	-62273.255 29293.309
204	2	-1335.918 1335.918	143.539 -143.539	-104.142 104.142	-1511.426 1511.426	10963.148 4658.212	27038.535 -5507.616
204	3	-691.167 691.167	7.021 -7.021	-1134.240 1134.240	-2473.265 2473.265	119552.367 50583.062	1805.701 -752.954
205	1	5614.672 -5614.672	-216.716 216.716	-4247.301 4247.301	509.352 -509.352	451074.953 186020.172	-29893.307 -2614.062
205	2	-1160.972 1160.972	143.571 -143.571	42.686 -42.686	-1511.424 1511.424	-4658.220 -1744.730	5508.007 16027.639
205	3	776.621 -776.621	7.109 -7.109	460.405 -460.405	-2473.269 2473.269	-50580.871 -18479.301	752.550 313.817
206	1	9057.031 -9057.031	-242.920 242.920	257.187 -257.187	25.334 -25.334	-24188.886 -14389.183	-43123.305 6685.303
206	2	-145.354 145.354	23.545 -23.545	12.804 -12.804	70.575 -70.575	-1188.238 -732.328	3683.203 -151.407
206	3	-605 -605	-102 -102	-1806.874 1806.874	-1114.701 1114.701	169515.881 101514.887	-17.016 1.734
207	1	32185.219 -32185.219	-242.920 242.920	-127.172 127.172	25.334 -25.334	14389.183 4686.608	-6685.303 -29752.698
207	2	-362.434 362.434	23.546 -23.546	-6.512 6.512	70.575 -70.575	732.328 244.426	151.417 3380.397
207	3	-6.822 6.822	-102 102	886.135 -886.135	-1114.701 1114.701	-101515.001 -31405.379	-1.734 -13.548
208	1	22323.992 -22323.992	-197.872 197.872	-10682.394 10682.394	-1976.695 1976.695	1168995.969 433363.180	-56112.338 26431.582
208	2	-1205.471 1205.471	123.143 -123.143	119.477 -119.477	1745.641 -1745.641	-12571.076 -5350.536	23191.531 -4720.063
208	3	750.750 -750.750	-6.265 6.265	-1128.873 1128.873	-2256.621 2256.621	118929.287 50401.453	-1769.200 829.956
209	1	4188.242 -4188.242	-198.692 198.692	4078.580 -4078.580	-1976.695 1976.695	-433363.172 -178423.855	-26431.583 -3372.170
209	2	-1014.518 1014.518	123.152 -123.152	-49.117 49.117	1745.641 -1745.641	5350.535 2016.978	4720.160 13752.508
209	3	-714.424 714.424	-6.353 6.353	459.460 -459.460	-2256.621 2256.621	-50401.920 -18518.299	-829.957 -123.032
210	1	32815.008 -32815.008	436.314 -436.314	2940.213 -2940.213	-7766.718 7766.718	5.537 -441037.578	96436.782 -30989.728

210	2	65.633 -65.633	17.393 -17.393	39.629 -39.629	-3254.147 3254.147	-180 -5944.231	-4554.126 7162.935
210	3	-1104.212 1104.212	-10.580 10.580	-1051.109 1051.109	5753.908 -5753.908	2.645 157663.445	-2263.226 676.268
211	1	9542.250 -9542.250	435.929 -435.929	-4001.744 4001.744	-7766.716 7766.716	441037.465 159224.219	30989.791 34399.547
211	2	-8.364 8.364	17.417 -17.417	-51.438 51.438	-3254.102 3254.102	5944.231 1771.446	-7162.689 9775.247
211	3	878.969 -878.969	-10.446 10.446	1376.975 -1376.975	5753.776 -5753.776	-157659.299 -48886.777	-676.274 -890.560
212	1	11991.781 -11991.781	137.880 -137.880	1007.420 -1007.420	-1393.140 1393.140	-288 -151112.703	27683.011 -7001.079
212	2	-97.346 97.346	30.256 -30.256	-2.585 2.585	288.228 -288.228	-0.35 387.851	4663.620 -125.261
212	3	-2.938 2.938	-0.079 0.079	-1543.723 1543.723	3501.177 -3501.177	2.100 231556.074	-11.725 -0.060
213	1	34022.094 -34022.094	137.879 -137.879	-1318.729 1318.729	-1393.141 1393.141	151112.889 46696.439	7001.045 13680.845
213	2	50.801 -50.801	30.270 -30.270	3.509 -3.509	288.320 -288.320	-387.856 -138.530	125.643 4414.961
213	3	-2.303 2.303	-0.078 0.078	2061.720 -2061.720	3501.189 -3501.189	-23155.775 -77702.176	0.062 -11.828
214	1	26144.039 -26144.039	377.650 -377.650	-4679.926 4679.926	9308.271 -9308.271	-4.510 701993.484	84053.823 -27406.296
214	2	63.869 -63.869	18.930 -18.930	-42.356 42.356	3521.204 -3521.204	-167 6353.209	-3144.446 5983.795
214	3	1110.441 -1110.441	11.910 -11.910	-1054.566 1054.566	5411.262 -5411.262	-738 158183.375	2567.535 -781.107
215	1	13287.000 -13287.000	377.050 -377.050	6120.135 -6120.135	9308.279 -9308.279	-701993.672 -216026.578	27406.312 29151.134
215	2	-15.059 15.059	18.958 -18.958	54.983 -54.983	3521.206 -3521.206	-6353.219 -1894.207	-5982.619 8826.262
215	3	-881.917 881.917	11.775 -11.775	1382.365 -1382.365	5411.145 -5411.145	-158180.365 -49174.129	781.119 985.107
216	1	21834.211 -21834.211	129.863 -129.863	9347.642 -9347.642	3870.036 -3870.036	-1063342.125 -338804.187	34836.849 -15357.362
216	2	589.192 -589.192	196.008 -196.008	41.629 -41.629	-2790.054 2790.054	-4472.823 -1771.473	40446.178 -11045.081
216	3	-638.795 638.795	-3.300 3.300	-912.257 912.257	-758.187 758.187	98340.043 38497.309	-1115.939 620.941
217	1	6339.922 -6339.922	129.179 -129.179	-2952.359 2952.359	3870.039 -3870.039	338804.156 104049.633	15357.355 4019.534
217	2	522.683 -522.683	196.078 -196.078	-15.039 15.039	-2789.884 2789.884	1771.381 484.424	11046.398 18365.358
217	3	444.496 -444.496	-3.233 3.233	320.165 -320.165	-758.231 758.231	-38496.633 -9528.273	-620.985 136.016

225	2	-38.294 38.294 2.620 -2.620	24.903 -24.903 -238 -.238	.583 -.583 698.694 -698.694	-174.214 174.214 -3331.239 3331.239	-63.690 -23.799 -77855.213 -26948.677	69.551 3665.947 8.025 27.725
226	1	20307.320 -20307.320	-251.846 251.846	-6544.026 6544.026	-2546.513 2546.513	796507.797 125096.031	-62200.598 24423.766
226	2	-51.402 51.402	35.324 -35.324	36.165 -36.165	-1801.746 1801.746	-4248.232 -1176.551	2792.510 2505.895
226	3	625.482 -625.482	-7.509 7.509	-858.119 858.119	-6191.680 6191.680	96118.832 32598.967	-1914.150 727.272
227	1	7803.219 -7803.219	-252.312 252.312	1874.108 -1874.108	-2546.509 2546.509	-125096.484 -96019.746	-24423.218 -13423.026
227	2	-6.521 6.521	35.423 -35.423	-10.463 10.463	-1801.848 1801.848	1176.513 392.962	-2507.863 7221.337
227	3	-463.801 463.801	-7.570 7.570	291.840 -291.840	-6191.818 6191.818	-32601.995 -11174.330	-767.924 -347.644
228	1	14336.383 -14336.383	872.708 -872.708	5414.474 -5414.474	-798.864 798.864	-674593.773 -137577.309	192053.977 -61147.821
228	2	1083.790 -1083.790	83.947 -83.947	120.627 -120.627	1509.481 -1509.481	-13871.891 -4222.146	14759.600 -2167.641
228	3	-426.732 426.732	-29.054 29.054	-768.430 768.430	-260.268 260.268	86060.217 29204.537	-6122.015 1763.972
229	1	2965.719 -2965.719	872.321 -872.321	-1470.975 1470.975	-798.862 798.862	137577.658 83068.651	61147.984 69700.133
229	2	910.096 -910.096	84.043 -84.043	-38.294 38.294	1509.697 -1509.697	4222.182 1521.840	2163.370 10442.927
229	3	543.311 -543.311	-28.999 28.999	260.454 -260.454	-260.217 260.217	-29204.460 -9864.051	-1763.844 -2586.015
230	1	5995.375 -5995.375	180.649 -180.649	57.930 -57.930	210.925 -210.925	-4712.827 -3976.629	36772.579 -9675.172
230	2	251.024 -251.024	19.810 -19.810	-6.545 6.545	-106.380 106.380	633.181 348.604	3209.230 -237.760
230	3	-1.629 1.629	-.309 .309	-1307.851 1307.851	-1203.805 1203.805	125472.475 70705.322	-57.764 11.025
231	1	18362.391 -18362.391	180.646 -180.646	-35.962 35.962	210.925 -210.925	3976.970 1417.291	9675.255 17421.629
231	2	517.390 -517.390	19.842 -19.842	3.173 -3.173	-106.323 106.323	-348.683 -127.224	237.769 2738.925
231	3	5.566 -5.566	-.309 .309	636.514 -636.514	-1203.831 1203.831	-70706.585 -24770.170	-11.021 -35.329
232	1	17763.016 -17763.016	229.266 -229.266	-5512.521 5512.521	2876.520 -2876.520	679023.898 147854.209	52548.170 -18158.311
232	2	1255.006 -1255.006	37.279 -37.279	-128.759 128.759	-1938.643 1938.643	14754.999 4558.921	4290.422 1292.745
232	3	567.580 -567.580	6.552 -6.552	-775.545 775.545	-403.818 403.818	26803.029 29528.246	1410.351 -427.531

243	2	-10.195	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		10.195	.000	.000	.000	.000	.000
240	3	243.277	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-243.277	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
241	1	15003.977	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-15003.977	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
241	2	-281.177	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		281.177	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
241	3	-1871.609	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		1871.609	.000	-.000	.000	-.000	-.000
242	1	-10701.000	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		10701.000	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
242	2	222.738	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-222.738	.000	.000	.000	-.000	-.000
242	3	2257.212	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-2257.212	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
243	1	-10484.664	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		10484.664	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
243	2	276.518	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-276.518	.000	-.000	.000	-.000	-.000
243	3	-2262.866	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		2262.866	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
244	1	14767.626	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-14767.626	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
244	2	-320.816	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		320.816	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
244	3	1881.531	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-1881.531	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
245	1	2088.444	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-2088.444	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
245	2	-.568	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		.568	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
245	3	-244.141	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		244.141	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
246	1	13250.348	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-13250.348	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
246	2	-.227	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		.227	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
246	3	84.048	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-84.048	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
247	1	24965.062	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-24965.062	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
247	2	8.934	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		-8.934	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
247	3	-1914.710	-.000	-.000	.000	-.000	-.000
		1914.710	-.000	-.000	.000	-.000	-.000

255	2	167-157	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-167-157	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
255	3	-1899-145	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		1899-145	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
256	1	23261-502	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-23261-502	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
256	2	-254-238	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		254-238	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
256	3	2159-173	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2159-173	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
257	1	2386-332	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2386-332	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
257	2	-15-810	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		15-810	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
257	3	-87-100	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		87-100	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
258	1	11547-666	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-11547-666	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
258	2	-12-072	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		12-072	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
258	3	314-739	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-314-739	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
259	1	21365-085	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-21365-085	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
259	2	116-716	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-116-716	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
259	3	-3119-409	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		3119-409	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
260	1	-17222-420	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		17222-420	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
260	2	-100-447	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		100-447	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
260	3	2549-248	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2549-248	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
261	1	-13932-777	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		13932-777	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
261	2	-109-066	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		109-066	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
261	3	-2550-025	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		2550-025	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
262	1	16728-251	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-16728-251	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
262	2	124-638	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-124-638	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
262	3	3132-190	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-3132-190	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000

300	2	-1232.621	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		1232.621	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
300	3	2.119	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2.119	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
301	1	3995.036	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-3995.036	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
301	2	505.770	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-505.770	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
301	3	-8.674	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		8.674	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
302	1	-6663.908	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		6663.908	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
302	2	1738.905	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-1738.905	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
302	3	-334.804	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		334.804	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
303	1	-353.850	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		353.850	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
303	2	-676.626	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		676.626	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
303	3	-4.865	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		4.865	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
304	1	8558.439	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-8558.439	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
304	2	2579.994	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-2579.994	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
304	3	87.127	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-87.127	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
305	1	6358.671	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-6358.671	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
305	2	-1549.374	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		1549.374	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
305	3	17.682	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-17.682	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
306	1	4517.985	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-4517.985	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
306	2	1105.500	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-1105.500	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
306	3	-21.894	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		21.894	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
307	1	1449.359	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		-1449.359	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
307	2	-2476.495	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		2476.495	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000
307	3	-90.057	.000	-.000	-.000	-.000	-.000
		90.057	-.000	-.000	-.000	-.000	-.000

423	1	-10600.014	-2869.711	170.879	-.002	-16160.482	-1590794.562
		10600.014	3669.711	-170.879	.002	-11180.166	1067638.969
428	2	-167.778	65.304	-326.117	-.000	82455.896	20070.953
		167.778	-65.304	326.117	.000	-30277.629	-9622.390
428	3	147.812	-407.085	251.444	-.001	-40941.774	-84605.303
		-147.812	407.085	-251.444	-.001	710.756	19471.761
429	1	-10599.997	-5069.579	-123.231	-.000	11180.166	-1067643.781
		10599.997	5969.578	123.231	-.000	11001.382	74120.249
429	2	-167.778	65.294	-298.929	-.000	30279.148	9623.193
		167.778	-65.294	298.929	.000	23527.965	2129.727
429	3	146.562	-407.058	1.432	-.000	-710.692	-19471.807
		-146.562	407.058	-1.432	-.000	452.907	-53798.645
430	1	-10599.987	-7369.527	309.778	.000	-11001.403	-74127.627
		10599.987	8169.527	-309.778	-.000	-26563.021	-1168996.734
430	2	-167.776	65.294	-292.941	-.000	-23527.600	-2129.186
		167.776	-65.294	292.941	.000	70398.289	12576.214
430	3	146.312	-407.087	342.840	-.001	-453.115	53798.933
		-146.312	407.087	-342.840	-.001	-54401.250	-118932.842
431	1	.000	-3850.005	139.819	.001	-.004	-.176
		.000	4750.004	-139.819	-.001	-25167.478	-774000.844
431	2	.000	-.001	-25.472	.000	-.053	-.000
		.000	-.001	25.472	-.000	4584.967	-.179
431	3	.000	-.005	85.556	-.001	-.001	-.047
		.000	.005	-85.556	.001	-15400.094	-.782
432	1	10184.189	13361.607	267.139	-.007	-36262.897	2735193.812
		-10184.189	-12561.607	-267.139	.007	-6479.316	-661337.062
432	2	.709	-8.869	235.035	-.000	-60441.928	-1382.607
		-709	8.869	-235.035	.000	22836.447	-36.600
432	3	-1018.437	-1473.142	-85.492	-.000	11979.933	-736475.734
		1018.437	1473.142	85.492	.000	1698.742	500773.137
433	1	10184.190	10817.628	-89.820	-.001	6479.306	661337.844
		-10184.190	-9917.628	89.820	.001	9688.357	1204834.969
433	2	.709	-8.870	277.967	-.000	-22836.537	36.400
		-709	8.870	-277.967	.000	-27197.355	-1633.082
433	3	-1018.562	-1473.146	38.753	-.000	-1698.739	-500773.055
		1018.562	1473.146	-38.753	.000	-5276.857	235606.678
434	1	10184.191	8173.613	219.480	-.008	-9688.406	-1204835.781
		-10184.191	-7373.613	-219.480	-.008	-25428.362	2448613.969
434	2	.709	-8.872	309.323	-.000	27201.186	1633.083
		-709	8.872	-309.323	.000	-76692.569	-3052.552
434	3	-1018.750	-1473.139	-128.536	.000	5276.817	-235606.791
		1018.750	1473.139	128.536	-.000	15288.999	-95.453
435	1	9092.185	-6400.167	-24.558	-.008	-1649.114	-2448617.750
		-9092.185	7200.167	24.558	.008	5578.348	1360591.094

435	2	-3.627	12.356	-354.726	.000	86159.863	3052.905
		3.627	-12.356	354.726	-.000	-29404.154	-1076.017
435	3	1072.187	-1472.178	-122.452	.000	14972.899	96.053
		-1072.187	1472.178	122.452	-.000	4619.359	-235644.559
436	1	9092.204	-8943.991	109.923	.001	-5578.294	-1360599.141
		-9092.204	9843.991	-109.923	-.001	-14207.921	-330319.254
436	2	-3.630	12.359	-313.477	.000	29405.410	1075.761
		3.630	-12.359	313.477	-.000	27020.398	1148.795
436	3	1070.312	-1472.195	35.159	-.000	-4619.625	235645.592
		-1070.312	1472.195	-35.159	.000	-1709.066	-500640.738
437	1	9092.234	-11587.822	-582.018	.007	14207.947	330309.211
		-9092.234	12387.822	582.018	-.007	78914.904	-2248361.062
437	2	-3.627	12.352	-258.879	.000	-27020.089	-1148.972
		3.627	-12.352	258.879	-.000	68440.604	3125.355
437	3	1068.437	-1472.214	-57.038	-.000	1708.158	500642.652
		-1068.437	1472.214	57.038	.000	7417.845	-736196.852
438	1	-8827.682	7655.892	-22.671	-.015	-1238.817	1063344.656
		8827.682	-6855.892	22.671	.015	4866.127	97597.614
438	2	12.745	24.953	213.847	.000	-55315.016	4475.309
		-12.745	-24.953	-213.847	-.000	21099.277	-482.880
438	3	-202.125	-337.217	-110.740	-.000	23560.390	-98339.368
		202.125	337.217	110.740	.000	-5841.380	44384.685
439	1	-8827.680	5455.894	-7.105	-.002	-4866.120	-97596.833
		8827.680	-4555.894	7.105	.002	6144.995	998657.844
439	2	12.745	24.953	275.500	.000	-21099.882	482.882
		-12.745	-24.953	-275.500	-.000	-28490.125	4008.641
439	3	-202.187	-337.216	-42.817	-.000	5841.983	-44384.682
		202.187	337.216	42.817	.000	1865.039	-16314.289
440	1	-8827.675	3155.919	152.305	.016	-6145.056	-998658.445
		8827.675	-2355.919	-152.305	-.016	-18223.781	1439603.641
440	2	12.745	24.953	278.713	.000	28494.145	-4008.643
		-12.745	-24.953	-278.713	-.000	-73088.335	8001.106
440	3	-202.500	-337.217	-121.355	-.000	-1865.110	16314.304
		202.500	337.217	121.355	-.000	21281.961	-70269.020
441	1	-8899.523	-2272.656	-173.569	-.016	19527.588	-1418561.547
		8899.523	3072.656	173.569	.016	8243.440	990935.430
441	2	9.785	-28.673	-329.420	-.000	63617.000	-8816.960
		-9.785	28.673	329.420	.000	-30909.740	4229.308
441	3	147.750	-333.335	-116.420	.000	21210.380	-69242.392
		-147.750	333.335	116.420	-.000	-2583.174	15908.832
442	1	-8899.498	-4472.457	19.336	.003	-8243.425	-990947.719
		8899.498	5372.457	-19.336	-.003	4762.922	104905.637
442	2	9.779	-28.666	-310.953	-.000	30911.285	-4229.634
		-9.779	28.666	310.953	.000	25060.354	-930.228
442	3	145.625	-333.340	-49.743	-.000	2583.299	-15908.482
		-145.625	333.340	49.743	.000	6370.417	-44092.698

480	2	-311-557 311-557	-1240-722 1240-722	-40-685 40-685	-18319-356 18319-356	1293-756 9284-460	-284747-816 -37239-890
480	3	-2536-110 2536-110	-58-687 58-687	-3143-378 3143-378	8224-578 -8224-578	172143-070 685135-937	-10322-027 -4936-715
481	1	33579-508 -33579-508	1315-784 -1315-784	-9004-122 9004-122	6722-726 -6722-726	1257298-875 1083702-922	311399-555 30704-373
481	2	-298-562 298-562	-1195-119 1195-119	120-142 -120-142	19388-447 -19388-447	-6557-843 -24678-969	-272157-352 -38574-458
481	3	2495-156 -2495-156	58-468 -58-468	-3142-360 3142-360	23009-219 -23009-219	131668-445 685345-781	12091-536 3110-107
482	1	45203-320 -45203-320	648-822 -648-822	11312-251 -11312-251	-6824-284 6824-284	-1383825-625 -1557359-703	28556-779 140136-990
482	2	4-744 -4-744	-1839-136 1839-136	-31-083 31-083	-10304-348 10304-348	432-899 7648-571	-417012-828 -61162-913
482	3	-2357-769 2357-769	-16-653 16-653	-4012-911 4012-911	-386-463 386-463	241513-187 801843-125	-3002-184 -1327-576
483	1	40052-336 -40052-336	621-958 -621-958	-11268-319 11268-319	-5673-429 5673-429	1279368-375 1650394-484	64370-294 97338-842
483	2	-49-317 49-317	-1724-827 1724-827	65-108 -65-108	11726-135 -11726-135	-2839-188 -14088-964	-387669-434 -60786-367
483	3	2389-917 -2389-917	32-710 -32-710	-4015-028 4015-028	11040-379 -11040-379	241592-406 802315-469	8092-647 411-859
484	1	59793-992 -59793-992	1572-538 -1572-538	13376-653 -13376-653	12640-025 -12640-025	-1516756-766 -1961173-016	765-815 408094-113
484	2	588-258 -588-258	-1758-640 1758-640	-5-356 5-356	-14315-234 14315-234	16-491 1376-109	-382637-012 -74609-028
484	3	-2625-653 2625-653	-20-259 20-259	-3570-878 3570-878	-7275-386 7275-386	191951-078 736476-000	5677-623 -10945-050
485	1	48210-898 -48210-898	1226-654 -1226-654	-13779-878 13779-878	-32797-308 32797-308	1334423-344 2248344-844	-26764-658 345694-590
485	2	540-278 -540-278	-1626-321 1626-321	14-959 -14-959	13935-986 -13935-986	-770-598 -3118-723	-351211-434 -71631-624
485	3	2617-930 -2617-930	20-407 -20-407	-3569-215 3569-215	-4033-908 4033-908	191799-969 736196-594	-5247-151 10553-068
486	1	55351-312 -55351-312	-4463-373 4463-373	10865-614 -10865-614	-3593-377 3593-377	-1369520-469 -347246-484	-420069-039 -285143-895
486	2	-2278-726 2278-726	-1011-338 1011-338	-11-083 11-083	-8909-075 8909-075	2288-993 -537-877	-295821-437 136028-129
486	3	-2520-267 2520-267	123-742 -123-742	-3522-586 3522-586	-15871-634 15871-634	193785-406 362783-332	20619-055 -1067-718
487	1	55351-984 -55351-984	-9171-772 9171-772	10865-896 -10865-896	-3593-394 3593-394	347245-062 -1455566-344	285142-746 -1220663-484
487	2	-2278-738 2278-738	-698-359 698-359	-11-103 11-103	-8908-946 8908-946	538-007 594-548	-136001-275 64767-452
487	3	-2520-267 2520-267	395-358 -395-358	-3524-111 3524-111	-15870-264 15870-264	-382737-062 722195-437	1067-140 39259-437

CAPITULO

REVISION

Y

DISENO

ELEMENTOS No. 22, 23 y 24

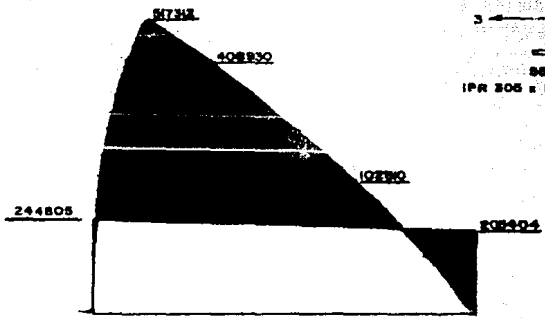
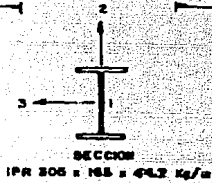
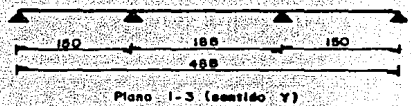
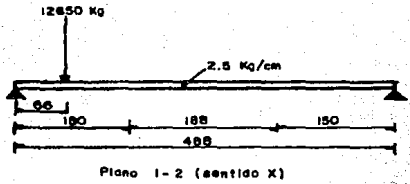


Diagrama de Momentos Kg-m

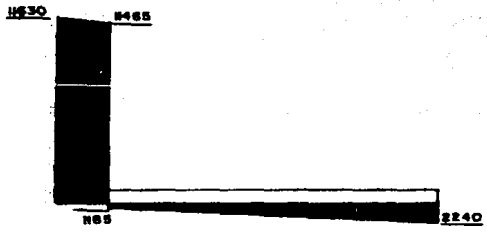
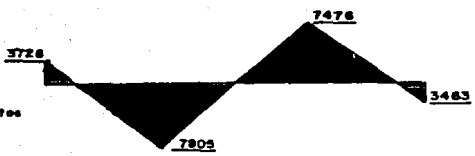


Diagrama de Cortantes Kg



Diagrama de Normales Kg

Factores de longitud efectiva y Esfuerzo Permisible a compresión
pandeo en el plano 1-2 local (sentido x de la sección)

$$G_{ax} = \frac{I_c / L_c}{I_t / L_t} = \frac{\frac{9906}{488}}{\frac{6697}{300}} = 0.97$$

$$G_{bx} = \frac{\frac{9960}{488} + \frac{9960}{432}}{\frac{6697}{300}} = 1.94$$

$$k_x = 1.4 \cdot \frac{1.4 \times 488}{13.23} = 51.6 \rightarrow F_{ax} = 1270 \text{ Kg/cm}^2$$

Pandeo en el plano 1-3 local (sentido y de la sección)

$k_y = 1.0$ por tener las diagonales arriostrando en ese plano $k_y = 1.0 \cdot \frac{1 \times 188}{3.86} = 48.7 \rightarrow F_{ay} = 1280 \text{ Kg/cm}^2$

\therefore rige $F_a = 1270 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo Permisible a flexión

Revisando si la sección es compacta

1. Los patines están unidos continuamente al alma
2. Relación ancho espesor de los elementos no atiesados

$$\frac{16.5}{2 \times 1.1} = 7.5 < \frac{545}{\sqrt{2530}} = 10.8$$

3. Relación altura-espesor del alma

$$f_a = \frac{7738}{56.7} = 136 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{f_a}{F_a} = \frac{136}{1270} = 0.107 < 0.15$$

$$\frac{d}{t} = \frac{30.5}{0.7} = 43.57 < \frac{5370}{2530} \left[1 - 3.74 (0.107) \right] = 64$$

4. Longitud entre soportes laterales del patín comprimido

$$\frac{637 \times 16.5}{2530} = 209 \text{ cm} < l_x = 488 \text{ cm}$$

$$\frac{1410000}{1.69 \times 2530} = 330 \text{ cm} < l_x = 488 \text{ cm}$$

La sección no se puede considerar compacta por no cumplir con el requisito de longitud entre soportes laterales.

Del diagrama de momentos podemos observar que el momento máximo ocurre dentro de la longitud arriostrada siendo mayor que el de ambos extremos por lo que

$$C_b = 1.0$$

$$\frac{l_x}{\pi t} = \frac{488}{4.43} = 110$$

$$F_{bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y \left(\frac{l_x}{\pi t} \right)^2}{1080 \times 10^5 \times C_b} \right] F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{2530 (110)^2}{1080 \times 10^5 \times 1} \right] 2530 = 967 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{by} = 0.75 F_y = 1898 \text{ Kg/cm}^2$$

ya que cumple con los párrafos 1 y 2 de sección compacta

Esfuerzo permisible a Cortante

$$F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

1) CM + CV

$$F_a = \frac{7606}{56.70} = 123.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{134.14}{1270} = 0.105 < 0.15$$

$$f_{bx} = \frac{517312}{633} = 817.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{7806}{102} = 76.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{134.14}{1270} + \frac{817.23}{969} + \frac{76.52}{1892} = 0.989 < 1.0$$

2) CM + CV + SX

$$f_a = \frac{7592}{56.70} = 133.89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{133.89}{1689} = 0.709 < 0.15$$

$$f_{bx} = \frac{517337}{633} = 817.27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{56780}{102} = 556.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{133.89}{1689} + \frac{817.27}{1289} + \frac{506.53}{2516} = 0.93 < 1.0$$

3) CM + CV + SV

$$\delta_a = \frac{7340}{56.70} = 129.45$$

$$\frac{\delta_a}{f_a} = \frac{129.45}{1689} = 0.076 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{519316}{633} = 820.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{9563}{102} = 93.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{129.45}{1689} + \frac{820.40}{1289} + \frac{93.75}{2516} = 0.75 < 1.0$$

Revisión por cortante

$$A_v = 30.5 \times 0.7 = 21.35 \text{ cm}^2$$

$$\delta_v = \frac{11630}{21.35} = 544.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{544.73}{1012} = 0.538 < 1.0$$

∴ pasa la sección

ELEMENTOS No. 31,32 y 33

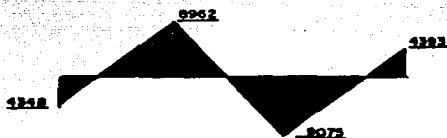
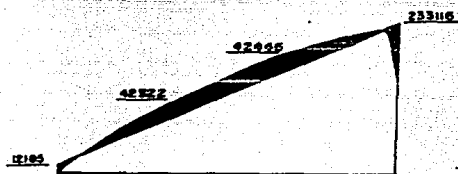
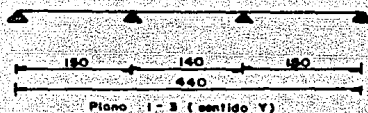
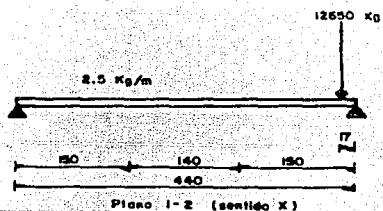


Diagrama de Momentos
Kg - cm

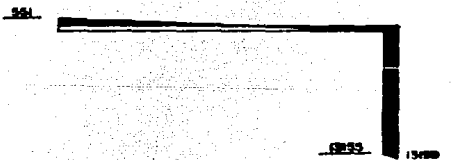
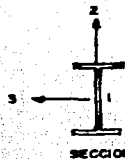


Diagrama de Cortantes
Kg



IPR 308 = 165 x 38.7 Kg/m



Diagrama de Normales
Kg

Factores de longitud efectiva y Esfuerzo permisible a compresión

Pandeo en el plano 1-2 local (sentido x de la sección)

$$Gax = \frac{\frac{8491}{432} + \frac{8491}{440}}{\frac{6697}{300}} = 1.74$$

$$Gbx = \frac{\frac{8491}{440} + \frac{8491}{432}}{\frac{6697}{300}} = 1.74$$

$$K_x = 1.55 \frac{1.55 \times 440}{13.73} = 51.94 \Rightarrow F_{ax} = 1278 \text{ Kg/cm}^2$$

Pandeo en el plano 1-3 local (sentido y de la sección)

$G_y = 1.0$ por tener las diagonales
arriostrando en ese plano

$$K_y = 1.0 \frac{1 \times 140}{3.83} = 36.55 \Rightarrow F_{ay} = 1365 \text{ Kg/cm}^2$$

\therefore rige $F_a = 1278 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzos permisibles de flexión

La sección no se puede considerar compacta, ya que es obvio que si la sección anterior (elementos 22, 23 y 24) no cumplió con la longitud entre soportes laterales, teniendo mejores propiedades que la que se está considerando, entonces ésta no será compacta.

Del diagrama de momentos flexionantes obtenemos que:

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 < 2.3$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{12185}{233116} \right) + 0.3 \left(\frac{12185}{233116} \right)^2 = 1.8 < 2.3$$

$$\frac{\ell_x}{\pi t} = \frac{440}{4.39} = 100$$

$$\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y} = \frac{717 \times 10^4 \times 1.8}{2530} = 71$$

$$\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y} = \frac{3590 \times 10^4 \times 1.8}{2530} = 159$$

$$71 < 100 < 159$$

entonces:

$$F_{bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2530(100)^2}{1080 \times 10^3 \times 1.8} \right] 2530 = 1357 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a cortante

$$F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

1) CM + CV

$$\delta_a = \frac{9733}{49.35} = 197.22 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta_a}{F_a} = \frac{197.22}{1278} = 0.15 = 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{233116}{547} = 426.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{9075}{88} = 103.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{197.22}{1278} + \frac{426.17}{1357} + \frac{103.12}{1898} = 0.52 < 1.0$$

2) CM + CV + SX

$$\delta_a = \frac{9737}{49.35} = 197.30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\delta_a}{F_a} = \frac{197.30}{1699} = 0.116 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{233141}{547} = 426.21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{1643}{88} = 183.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{197.30}{1699} + \frac{426.21}{1804} + \frac{183.10}{2524} = 0.42 < 1.0$$

3) CM + CV + SY

$$\delta_a = \frac{10564}{49.35} = 214.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\delta_a}{F_a} = \frac{214.06}{1699} = 0.125 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{235850}{547} = 431.17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{214.06}{1699} + \frac{431.17}{1804} + \frac{78.23}{2524} = 0.40 < 1.0$$

Revisión por cortante

$$A_v = 30.5 \times 0.6 = 18.3$$

$$\delta_v = \frac{13199}{18.3} = 721.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{721.25}{1012} = 0.712 < 1.0$$

∴ *pasa la sección.*

ELEMENTOS No. del 84 al 89

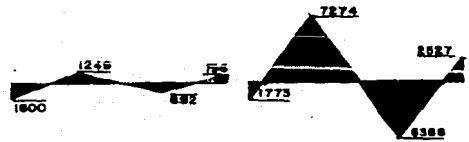
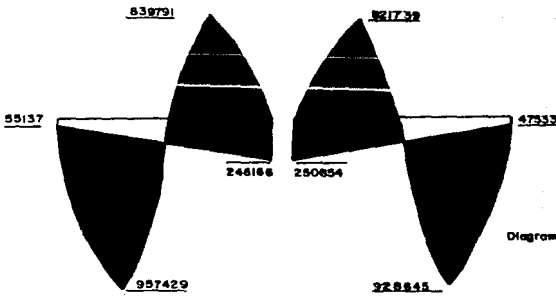
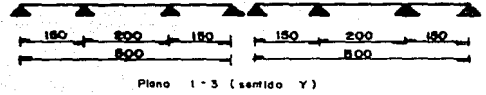
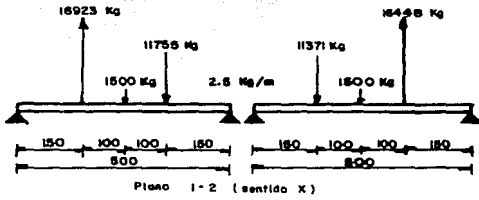


Diagrama de Momentos Kg-cm

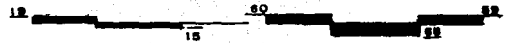
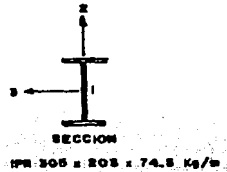


Diagrama de Cortantes Kg



Diagrama de Normales Kg



Factores de longitud efectiva y Esfuerzo permisible a compresión

Pandeo en el plano 1-2 local (sentido X de la sección)

$$GAx = \frac{\frac{16420}{500}}{\frac{11245}{300}} = 0.87$$

$$Gbx = \frac{\frac{16420}{500}}{\frac{7294}{300}} = 1.34$$

$$k_x = 1.35 \quad \frac{1.35 \times 500}{13.75} = 51.33 \Rightarrow F_{ax} = 1270 \text{ Kg/cm}^2$$

Pandeo en el plano 1-3 local (sentido Y de la sección)

$$k_y = 1.0 \text{ por tener las diagonales arriostrando en ese plano} \quad k_y = 1.0 \quad \frac{1 \times 400}{4.97} = 40.24 \Rightarrow F_{ay} = 1330 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{rig} \Rightarrow F_{ax} = 1270 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a flexión

Revisando la longitud libre entre soportes laterales

$$\frac{637 \times 20.3}{2530} = 257 \text{ cm.} < l_x = 500$$

$$\frac{1410000}{0.92 \times 2530} = 605 \text{ cm.} > l_x = 500$$

por lo tanto la sección no es compacta

del diagrama de momentos llegamos a que $C_b = 1.0$

$$\frac{e_x}{r_x} = \frac{500}{5.57} = 89.76$$

$$F_{bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2530 (89.76)^2}{1080 \times 10^5} \right] \times 2530 = 1209 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{by} = 1898 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a cortante

$$F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

1) CM + CV

$$b_a = \frac{17475}{94.9} = 184.14 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{f_a}{F_a} = \frac{184.14}{1270} = 0.144 < 0.15$$

$$b_{bx} = \frac{957429}{1060} = 903.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_{by} = \frac{1600}{229} = 6.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{184.14}{1270} + \frac{903.23}{1209} + \frac{6.98}{1898} = 0.895 < 1.0$$

2) CM + CV + SX

$$\delta_a = \frac{18901}{94.9} = 199.16 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta_a}{f_a} = \frac{199.16}{1693} = 0.117 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{1055926}{1060} = 996.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{11634}{229} = 50.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{199.16}{1693} + \frac{996.15}{1608} + \frac{50.80}{2524} = 0.757 < 1.0$$

3) CM + CV + SY

$$\delta_a = \frac{17741}{94.5} = 186.94 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta_a}{f_a} = \frac{186.94}{1693} = 0.110 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{966146}{1060} = 911.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{41826}{229} = 182.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{186.94}{1693} + \frac{911.45}{1608} + \frac{182.64}{2524} = 0.749 < 1.0$$

∴ pasa la sección.

ELEMENTOS No. 204 y 205

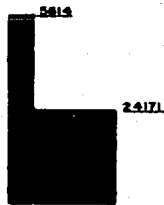
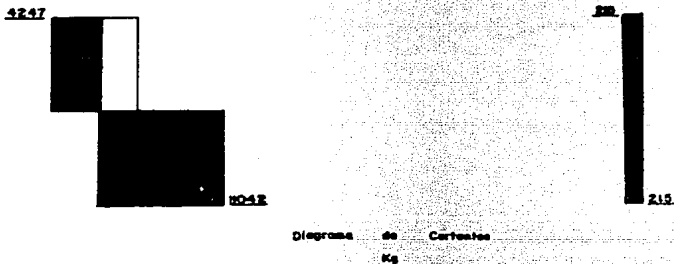
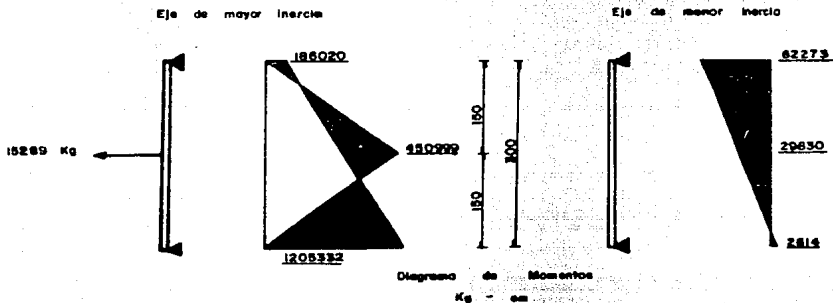


Diagrama de Normales

Kg

SECCION

4. B. (H 250 x 12.7 + = 200 x 12.7) = 96.63 Kg/m



Factores de longitud efectiva y Esfuerzos permisibles
Pandeo en el plano 1-3 (sentido x del elemento)

$$Gax = \frac{\frac{14111}{300}}{\frac{60639}{1000}} = 0.77$$

$$Gbx = \frac{\frac{14111}{300}}{\frac{16420}{500}} = 1.43$$

$$Kx = 1.35 \quad \frac{1.35 \times 300}{10.28} = 39.3 \Rightarrow Fax = 1355 \text{ Kg/cm}^2$$

Pandeo en el plano 1-2 (sentido y del elemento)

$$Gay = \frac{\frac{12078}{300}}{\frac{56822}{480}} = 0.34$$

$$Gby = \frac{\frac{12078}{300}}{\frac{84.91}{432} + \frac{8491}{432}} = 1.02$$

$$Ky = 1.2 \quad \frac{1.2 \times 300}{7.53} = 49.11 \Rightarrow Fay = 1297 \text{ Kg/cm}^2$$

\(\therefore\) rige $Fa = 1297 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzos permisibles a flexión.

Estas secciones cajón no son compactas ya que la longitud entre soportes laterales es mayor que

$$\left[137000 + 84400 \frac{MI}{M^2} \right] \frac{b}{Fy}$$

Además de que su altura es mayor que 6 veces el ancho.

Por lo que el esfuerzo permisible será

$$\delta_{bx} = F_{by} = 0.6 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

Va que cumple con las relaciones-ancho espesor de que los patines de la sección sean menores que:

$$\frac{dx}{t_x} = \frac{25}{1.27} = 19.68 < \frac{2000}{\sqrt{F_y}} = \frac{2000}{\sqrt{2530}} = 39.76$$

$$\frac{dy}{t_y} = \frac{20}{1.27} = 15.74 < 39.76$$

Esfuerzo permisible a cortante

$$f_a = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

1.) CM + CV

$$f_a = \frac{24171}{114.3} = 211.46 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{f_a}{F_a} = \frac{211.46}{1297} = 0.163 < 0.15$$

$$C_m = 1 - \left[0.18 \frac{f_a}{F'e} \right] \quad \delta \quad C_m = 1 + \psi \frac{f_a}{F'e}$$

Sin embargo en las combinaciones de esfuerzos de compresión y flexión más afectadas por el factor de amplificación $[1/(1-f_a/F'e)]$ un valor de 0.15 puede sustituir a 0.18 $f_a/F'e$. Por lo tanto, un valor constante igual a 0.85 se recomienda para C_m .

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$\text{para } \frac{Kl_x}{\pi_x} = 39.3 \text{ tenemos } F'e = 6893 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{y } \frac{Kl_y}{\pi_y} = 49.11 \quad F'e = 4367 \text{ Kg/cm}^2$$

Notese que f_b , se define como el esfuerzo de flexión calculado "en el punto bajo consideración". En ausencia de cargas transversales entre los puntos de soporte, f_b se calcula con el mayor de los momentos de estos puntos. Cuando se presentan cargas transversales intermedias, el mayor de los momentos en uno de los dos puntos de soporte se usa para calcular f_b , aplicandolo en la fórmula (1.6-1b), y además, el momento máximo entre los puntos de soporte, debe usarse para calcular los esfuerzos de flexión, aplicando la fórmula (1.6-1a)

$$f_{bx} = \frac{1205332}{864} = 1395 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{62273}{702} = 88.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m \times f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'e_x}\right) F_{bx}} + \frac{C_m y f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'e_y}\right) F_{by}} \leq 1.0 \quad (1.6-1b)$$

$$\frac{211.46}{1297} + \frac{0.85 \times 1395}{\left(1 - \frac{211.46}{6893}\right) 1520} + \frac{0.85 \times 88.7}{\left(1 - \frac{211.46}{4367}\right) 1520}$$

$$0.163 + 0.804 + 0.052 = 1.0 = 1.0$$

$$\frac{\delta a}{0.6F_y} + \frac{\delta b_x}{F_{bx}} + \frac{\delta b_y}{F_{by}} < 1.0 \quad (1.6-1a)$$

$$\frac{211.46}{1520} + \frac{1395}{1520} + \frac{88.7}{1520} = 1.1 > 1.0$$

La sección esta en el límite por lo cual se propone cambiar por una 4R's (11300x1.27 = 200x1.27) utilizando los mismos elementos mecánicos obtenemos.

$$\frac{1.35 \times 300}{1.7.95} = 33.89 \quad F_{ax} = 1382 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{1.2 \times 300}{7.55} = 47.68 \quad F_{ay} = 1303 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \text{rige } F_a = 1303 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta a = \frac{24171}{127} = 190.32 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta a}{F_a} = \frac{190.32}{1303} = 0.146 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{1205332}{1114.93} = 1081 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{62273}{804} = 77.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{190.32}{1303} + \frac{1081}{1520} + \frac{77.45}{1520} = 0.908 < 1.0$$

\therefore Pasa la sección

Usaremos esta columna donde haya 4 R's (11250x1.27+ -200x1.27)

$$x 89.63 \text{ Kg/m.} \quad (5)$$

Elemento N° 172



Diagonal del nivel 113.600 cargada axialmente a compresión.

$K_x = K_y = 1.0$ (Estos miembros se consideran articulados ya que solamente están conectados a los otros elementos de la estructura por medio del alma)

$$\frac{1 \times 212}{6.30} = 33.65 \Rightarrow F_{ax} = 1382 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{1 \times 212}{2.30} = 99.53 \Rightarrow F_{ay} = 913 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \text{rige } F_a = 913 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area} = 22.77 \text{ Cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{2666}{22.77} = 117 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{117}{913} = 0.128 < 1.0 \quad \therefore \text{pasa la sección}$$

Los elementos N° 136 al 191 se puede considerar que no trabajan, que su función es la de incrementar la resistencia de las trabes en el eje de menor inercia, así como el de rigidizar más nivel 113.600 para que no haya grandes desplazamientos laterales.

Elemento N° 247 y 259

24965 Kg



$$\frac{1 \times 212}{8.71} = 24.33 \Rightarrow Fax = 1431 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{1 \times 212}{3.12} = 67.94 \Rightarrow Fay = 1170 \text{ Kg/cm}^2$$

24965 Kg



$$\therefore \text{rige } Fa = 1170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area} = 33.93 \text{ cm}^2$$

$$\delta a = \frac{24965}{33.93} = 735.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{735.77}{1170} = 0.628 < 1.0 \quad \text{pasa la secci3n}$$

21365 Kg



$$\frac{1 \times 212}{6.30} = 33.65 \Rightarrow Fax = 1382 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{1 \times 212}{2.30} = 99.53 \Rightarrow Fay = 913 \text{ Kg/cm}^2$$

21365 Kg



$$\therefore \text{rige } Fa = 913 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area} = 22.77 \text{ cm}^2$$

$$\delta a = \frac{21365}{22.77} = 938 \text{ Kg/cm}^2 > Fa = 913 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \text{Cambiar la secci3n}$$

Elemento N° 304



Diagonal de piso a techo entre niveles
 + 110.600 y 113.600
 K_x y $K_y = 1.0$

$$\frac{1 \times 525}{8.71} = 60.27 \Rightarrow F_{ax} = 1226 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{1 \times 525}{3.13} = 168.26 \Rightarrow F_{ay} = 372 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \text{rige } F_a = 372 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area} = 33.93 \text{ cm}^2$$

$$f_a = \frac{8558}{33.93} = 252.22 \text{ Kg/cm}^2$$

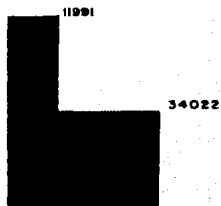
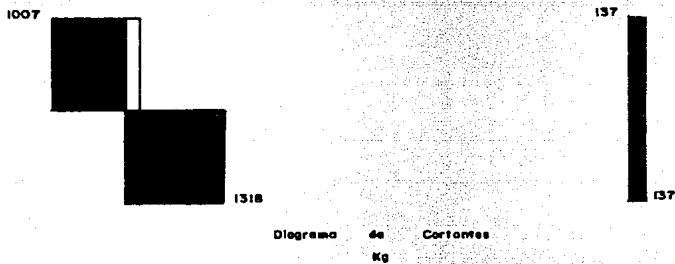
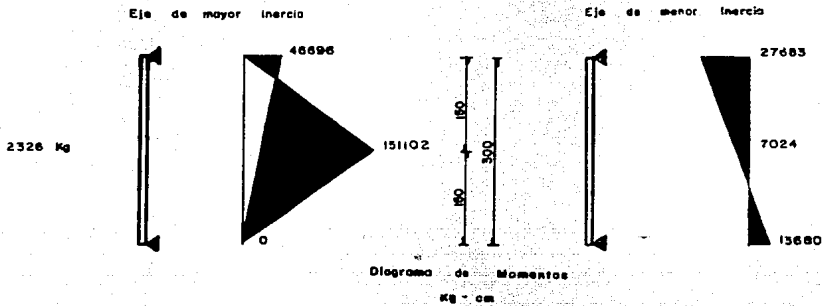
$$\frac{252.22}{372} = 0.678 < 1.0$$

\therefore pasa la sección

La función de los elementos N° 288 al 308 es el de proporcionar mayor rigidez lateral a los marcos en dichos niveles no tanto el de transmitir cargas a otros elementos principales (trabes ó columnas)

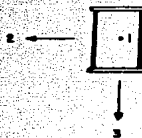
Para las diagonales que tengan una compresión arriba de de 18000 Kg. se usará IPR 203x133x26.9 Kg/m., en caso contrario usar IPR 152x102x17.9 Kg/m., ya que estos elementos se utilizan para incrementar la resistencia de trabes y columnas, así como para proporcionar estabilidad a la estructura.

ELEMENTOS No. 212 y 213



SECCION

4 E. (11 280 x 9,5 + 150 x 9,5) x 58,85 Kg/m



Factores de longitud efectiva y Esfuerzos permisibles.

Pandeo en el plano 1-3 (Sentido x del elemento)

$G_{ax} = 1.0$ por estar
empotrado
en la base

$$G_{bx} = \frac{\frac{7294}{300}}{\frac{2 \times 16420}{500}} = 0.37$$

$$K_x = 1.25 \quad \frac{1.25 \times 300}{9.78} = 38.34 \Rightarrow F_{ax} = 1360 \text{ Kg/cm}^2$$

Pandeo en el plano 1-2 (Sentido y del elemento)

$$F_{ax} = \frac{\frac{2267}{300}}{\frac{57217}{480}} = 0.1.$$

$$G_{by} = \frac{\frac{2267}{300}}{\frac{8491}{432} + \frac{8491}{440}} = 0.19$$

$$K_y = 1.1 \quad \frac{1.1 \times 300}{5.45} = 55.04 \Rightarrow F_{ay} = 1259 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \text{rige } F_a = 1259 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles a flexión

$$F_{bx} = F_{by} = 0.6 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a cortante

$$F_v = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

1) CM + CV

$$\delta a = \frac{34022}{76.20} = 446.48 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta a}{F_a} = \frac{446.48}{1259} = 0.354 > 0.15$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

para $\frac{K\ell}{r_x} = 38.34$ tenemos $F'_{ex} = 7261 \text{ Kg/cm}^2$

$$\frac{K\ell}{r_y} = 55.04 \quad F'_{ey} = 3466 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{bx} = \frac{1511.02}{542} = 278.78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{276.83}{302} = 91.66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{446.48}{1259} + \frac{0.85 \times 278.78}{\left(1 - \frac{446.48}{7261}\right) 11520} + \frac{0.85 \times 91.66}{\left(1 - \frac{446.48}{3466}\right) 11520} = 0.578 < 1.0$$

$$\frac{446.48}{1520} + \frac{278.78}{1520} + \frac{91.66}{1520} = 0.537 < 1.0$$

2) CM + CV + SX + 0.3SV

$$\delta a = \frac{34039}{76.20} = 446.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta a}{F_a} = \frac{446.7}{1674} = 0.266 > 0.15$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$F'_{ex} = 7261 \times 1.33 = 7657 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_{ey} = 3466 \times 1.33 = 4609 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{bx} = \frac{382783}{543} = 706.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{15015}{302} = 49.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{446.7}{1674} + \frac{0.85 \times 706.24}{\left(1 - \frac{446.7}{9657}\right) 2021} + \frac{0.85 \times 49.71}{\left(1 - \frac{446.7}{4609}\right) 2021} = 0.60 < 1.0$$

$$\frac{446.7}{2021} + \frac{706.24}{2021} + \frac{49.71}{2021} = 0.595 < 1.0$$

$$3) \text{ CM} + \text{CV} + \text{SY} + 0.3\text{SX}$$

$$\delta_a = \frac{34072}{76.20} = 447.14 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta_a}{\rho_a} = \frac{447.14}{1674} = 0.267 > 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{220965}{542} = 407.68 \text{ Kg/cm}^2$$

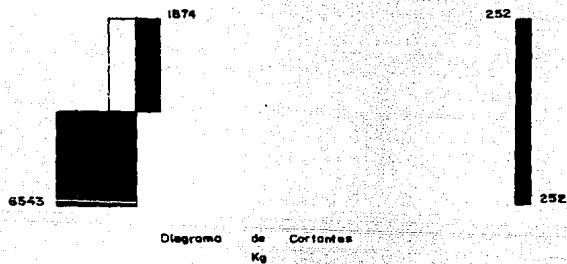
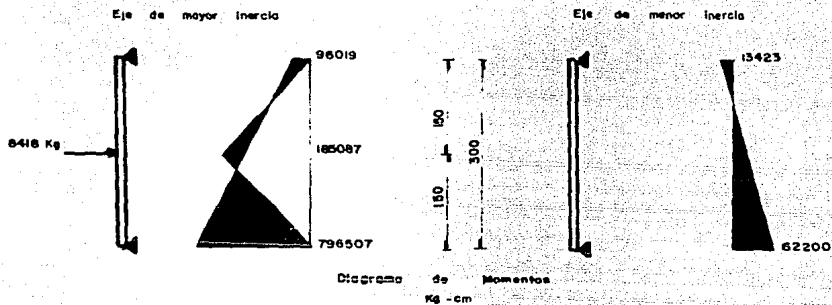
$$\delta_{by} = \frac{18097}{302} = 59.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{447.14}{1674} + \frac{0.85 \times 407.68}{\left(1 - \frac{447.14}{9657}\right) 2021} + \frac{0.85 \times 59.92}{\left(1 - \frac{447.14}{4609}\right) 2021} = 0.474 < 1.0$$

$$\frac{447.14}{2021} + \frac{407.68}{2021} + \frac{59.92}{2021} = 0.452 < 1.0$$

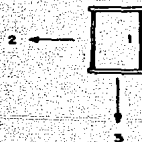
∴ pasa la sección

ELEMENTOS No. 226 y 227



SECCION

4 R. (1) $250 \times 9.5 \times = 200 \times 12.7 = 77.18 \text{ Kg/m}$



Factores de longitud efectiva y Esfuerzos permisibles

Pandeo en el plano 1-3 (Sentido X de la Sección)

$$\left. \begin{aligned} G_{ax} &= \frac{\frac{11245}{300}}{\frac{60639}{1000}} = 0.61 \\ G_{bx} &= \frac{\frac{11245}{300}}{\frac{9906}{500}} = 1.89 \end{aligned} \right\} K_x = 1.4 \frac{1.4 \times 300}{10.695} = 39.27 \Rightarrow F_{ax} = 1355 \text{ Kg/cm}^2$$

Pandeo en el plano 1-2 (Sentido Y de la sección)

$$\left. \begin{aligned} G_{ax} &= \frac{\frac{4722}{300}}{\frac{51277}{574}} = 0.17 \\ G_{bx} &= \frac{\frac{4722}{300}}{\frac{8491}{432} + \frac{8491}{427}} = 0.40 \end{aligned} \right\} K_y = 1.1 \frac{1.1 \times 300}{7.231} = 45.63 \Rightarrow F_{ay} = 1315 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \text{rige } F_a = 1315 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles a Flexión

$$F_{bx} = F_{by} = 0.6 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a cortante

$$F_v = 0.4 F_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

1) CM + CV

$$\delta_a = \frac{20307}{98.3} = 206.58 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{f_a}{F_a} = \frac{206.58}{1315} = 0.157 > 0.15$$

para $\frac{Kl}{\lambda_x} = 39.27$ tenemos $F'e = 6893 \text{ Kg/cm}^2$ $C_{mx} = 0.85$

$$\frac{Kl}{\lambda_y} = 45.60 \quad F'e = 4955 \text{ Kg/cm}^2 \quad C_{my} = 0.85$$

$$\delta_{bx} = \frac{196507}{816} = 240.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{62200}{572} = 108.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{206.58}{1315} = \frac{0.85 \times 240.83}{\left(1 - \frac{206.58}{6893}\right) 1520} + \frac{0.85 \times 108.74}{\left(1 - \frac{206.58}{4955}\right) 1520} = 0.783 < 1.0$$

$$\frac{206.58}{1520} + \frac{240.83}{1520} + \frac{108.74}{1520} = 0.849 < 1.0$$

1) CM + CV + SX + 10.3SY

$$\delta_a = \frac{20947}{98.3} = 213.09 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{f_a}{F_a} = \frac{213.09}{1749} = 0.121 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{893899}{816} = 1095.46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{64951}{572} = 113.55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{213.09}{1749} + \frac{1095.46}{2021} + \frac{113.55}{2021} = 0.72 < 1.0$$

$$3) \quad CM + CV + SY + 0.3SX$$

$$\delta_a = \frac{20545}{98.3} = 209.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\delta_a}{F_a} = \frac{209.0}{1749} = 0.119 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{829590}{816} = 1016.65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{65566}{572} = 114.62 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{209.0}{1749} + \frac{1016.65}{2021} + \frac{114.62}{2021} = 0.679 < 1.0$$

\therefore pasa la sección

ELEMENTOS No. del 432 al 437

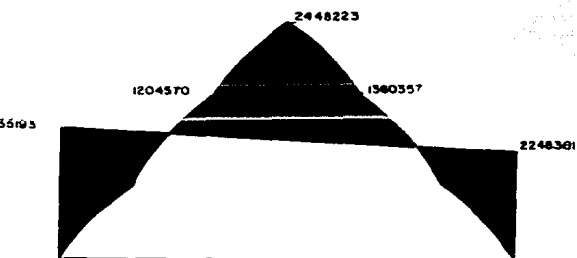
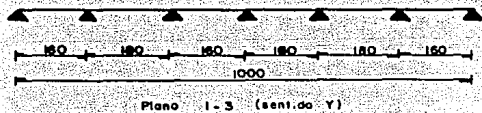
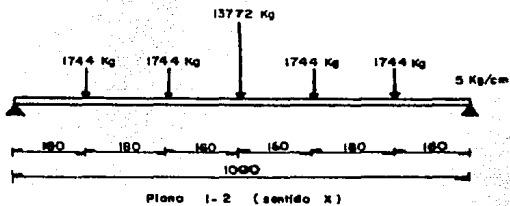


Diagrama de Momentos
Kg - cm

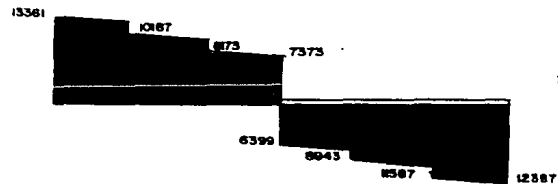
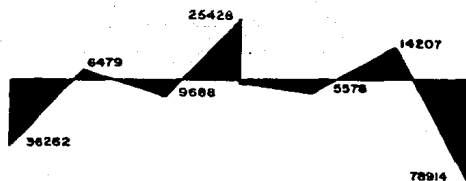


Diagrama de Cortantes
Kg

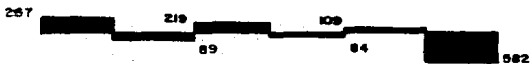
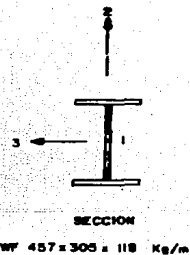


Diagrama de Normales
Kg



Factores de longitud efectivo y Esfuerzos permisibles.

Pandeo en el plano 1-2 (Sentido X de la Sección)

$$G_{ax} = G_{bx} = \frac{\frac{60639}{1000}}{\frac{56822}{260}} = 0.27 \quad \left. \vphantom{G_{ax}} \right\} \quad K_x = 1.1 \frac{1.1 \times 1000}{20} = 55 \Rightarrow F_{ax} = 1259 \text{ Kg/cm}^2$$

Pandeo en el plano 1-3 (Sentido Y de la sección)

$$K_y = 1.0 \text{ por estar arriostrado } \left. \vphantom{K_y} \right\} \quad K_y = 1.0 \frac{1 \times 180}{7.8} = 23 \Rightarrow F_{ay} = 1534 \text{ Kg/cm}^2$$

por las trabes para pasillos

Esfuerzos permisible a Flexión.

$$\frac{I_x}{I_t} = \frac{1000}{8.4} = 119 \quad \frac{3590 \times 10^4}{2530} = 119$$

$$F_{bx} = \frac{120 \times 10^5 \times C_b}{(L/I_t)^2} = \frac{120 \times 10^5 \times 1}{119} = 841 \text{ Kg/cm}^2$$

ó cuando el ala comprimida sea sólida y aproximadamente rectangular en la sección transversal, y su área no sea menor que la del ala en tensión

$$F_{bx} = \frac{844 \times 10^3 C_b}{L_d/A_f} = \frac{844 \times 10^3 \times 1}{1000 \times 0.787} = 1072.42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \text{rige } F_{bx} = 1072 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{by} = 0.75 F_y = 1897 \text{ Kg/cm}^2$$

1) CM + CV

$$\delta_a = \frac{10184}{149.39} = 68.17 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta_a}{F_a} = \frac{68.17}{1259} = 0.054 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{2735193}{2653} = 1030.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{78914}{590} = 133.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{68.17}{1259} + \frac{1030.98}{1.072} + \frac{133.75}{1.897} = 1.08 > 1.0$$

La sección está al límite por lo cual se propone cambiarla por una WF 457x305x134 Kg/m. en ese eje únicamente ya que los otros el momento que sigue es de 2331367 Kg-cm en el elemento N° 419, tomando estos mismos elementos mecánicos y revisando la sección propuesta.

1) CM + CV

$$\delta_a = \frac{10184}{168.24} = 60.53 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta_a}{F_a} = \frac{60.53}{1259} = 0.048 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{2735193}{3009} = 909 \text{ Kg/cm}^2 \quad F_{bx} = \frac{844 \times 10^3 \times 1}{1000 \times 0.675} = 1250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{78914}{688} = 114.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{60.53}{1259} + \frac{909}{1250} + \frac{114.7}{1.897} = 0.835 < 1.0$$

ELEMENTO No. 485

Eje de mayor inercia

Eje de menor inercia

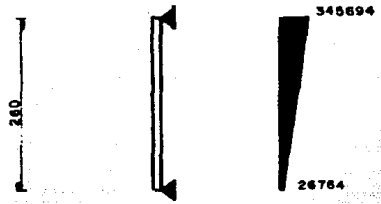
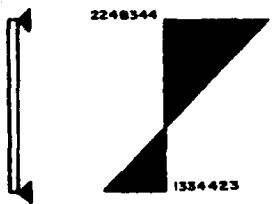


Diagrama de Momentos
Kg - cm

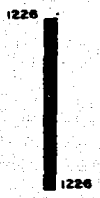
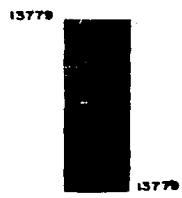


Diagrama de Cortantes
Kg



SECCION
4 R. 12.7 x 189.96 Kg/m

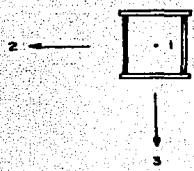


Diagrama de Normales
Kg

Factores de longitud efectiva y Esfuerzos permisibles

Pandeo en el plano 1-3 (Sentido X de la Sección)

$$G_{ax} = 1.0 \text{ por estar empotrado al marco de concreto}$$

$$G_{bx} = \frac{\frac{56822}{260}}{\frac{60639}{1000}} = 3.6$$

$$K_x = 1.55 \frac{1.55 \times 260}{16.72} = 24.10 \Rightarrow Fax = 1431 \text{ Kg/cm}^2$$

Pandeo en el plano 1-2 (Sentido Y de la Sección)

$$G_{ay} = 1.0 \text{ por estar empotrado al marco de concreto}$$

$$G_{by} = \frac{\frac{47827}{260}}{\frac{2 \times 51217}{100}} = 1.25$$

$$K_y = 1.35 \frac{1.35 \times 260}{15.34} = 22.88 \Rightarrow Fay = 1435 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore \text{rige } Fa = 1431 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles a Flexión

$$F_{bx} = F_{by} \cdot 0.6 \cdot F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible a cortante

$$F_v = 0.4 \cdot F_y = 1012 \text{ Kg/cm}^2$$

En este elemento aparece un momento torsionante de 32797 Kg-cm dicho momento se tomará como cortante en la sección, ya que, en el inciso 1.5.1.44 del AISC dice que el pandeo lateral torsional no necesita ser investigado para una sección cajón cuya altura sea menor que 6 veces su ancho, en este caso tenemos $6 \times 40 \text{ cm.} = 240 \text{ cm.}$

1) CM + CV

$$\delta_a = \frac{48210}{203.2} = 237.25 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{\delta_a}{F_a} = \frac{237.25}{1431} = 0.165 > 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{2248344}{2672} = 841.44 \text{ Kg/cm}^2 \quad F'_{ex} = 18203 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{345694}{2392} = 144.52 \text{ Kg/cm}^2 \quad F'_{ey} = 19819 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$\frac{237.25}{1431} + \frac{0.85 \times 841.44}{\left(1 - \frac{237.25}{18203}\right) 1520} + \frac{0.85 \times 144.52}{\left(1 - \frac{237.25}{19819}\right) 1520} = 0.724 < 1.0$$

$$\frac{237.25}{1520} + \frac{841.44}{1520} + \frac{144.52}{1520} = 0.804 < 1.0$$

$$2) \quad CM + CV + SX + 0.3SV$$

$$\delta_a = \frac{50989}{203.2} = 250.93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\delta_a}{F_a} = \frac{250.93}{1903} = 0.131 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{2985475}{2672} = 1117.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{377736}{2392} = 157.91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{250.93}{1903} + \frac{1117.31}{2021} + \frac{157.91}{2021} = 0.762 < 1.0$$

$$3) \quad CM + CV + SV + 0.3SX$$

$$\delta_a = \frac{49535}{203.2} = 243.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{\delta_a}{F_a} = \frac{243.77}{1903} = 0.128 < 0.15$$

$$\delta_{bx} = \frac{2472320}{2672} = 925.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{by} = \frac{420490}{2392} = 175.79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{243.77}{1903} + \frac{925.26}{2021} + \frac{175.79}{2021} = 0.672 < 1.0$$

Diseño de la placa base de la columna

Columna 4 Pl's 400 x 12.7 x 159.55 Kg/m

Placa base propuesta de 760 x 760 mm. = D x B

Resistencia de la mampostería $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

Del análisis de los resultados observamos que el 20% de la capacidad de la columna corresponde a fuerza axial, 45% a flexión en el eje de mayor inercia de la columna y el 35% restante al eje de menor inercia, así diseñando la placa base para el total de la capacidad de la sección tenemos:

Esfuerzo permisible a compresión $F_a = 1431 \text{ Kg/cm}^2$

Esfuerzo permisible a flexión $F_b = 1520 \text{ Kg/cm}^2$

Fuerza a compresión $P_x = 1431 \text{ Kg/cm}^2 \times 203.2 \text{ cm}^2 = 290779 \text{ Kg.}$

Momento flexionante $M_x = 1520 \text{ Kg/cm}^2 \times 2672 \text{ cm}^3 = 4061440 \text{ Kg-cm}$

$P_{ax} = 290779 \text{ Kg} \times 0.2 = 58155 \text{ Kg.}$

$M_{ax} = 4061440 \text{ Kg-cm} \times 0.45 = 1827648 \text{ Kg-cm}$

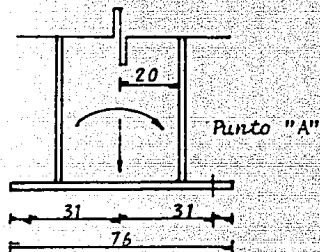
Excentricidad

$$e_x = \frac{M_{ax}}{P_{ax}} = \frac{1827648}{58155} = 31.42 \text{ cm.}$$

$$\frac{D}{6} = \frac{76}{6} = 12.66 \text{ cm.} \quad 31.42 \text{ cm.}$$

∴ Existen tensiones, que resisten las anclas

Proponiendo el área de las anclas que van a estar a tensión, una forma rápida y aproximada es la siguiente:



Tomando momentos respecto al punto "A" y considerando que la fuerza resultante del bloque de esfuerzos pasa por este punto

$$M = \frac{58155 \times 20 - 1827648}{51} = -13030 \text{ Kg (Tensión)}$$

Sabemos que $A = \frac{Pt}{Ft}$

el esfuerzo permisible F_t para anclas A-307 es 980 Kg/cm² sustituyendo:

$$A = \frac{13030}{980} = 13.29 \text{ cm}^2$$

Aplicando el método "exacto"

$$y^3 + K_1 y^2 + K_2 y + K_3 = 0$$

donde $K_1 = \frac{g}{I} (e - D/2) = 3 (31.42 - 76/2) = -19.74$

$$K_2 = 6nAa (6 + e)/B$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{1000 \sqrt{6'e}} = \frac{210}{\sqrt{200}} = 14.84$$

$$Aa = 13.79 \text{ cm}^2$$

$$K_2 = 6 \times 14.84 \times 13.29 (3i + 31.42) / 76 = 971.89$$

$$K_3 = K_2 (D/2 + 6) = 971.89 (76/2 + 31) = 67060 = 0$$

Sustituyendo valores:

$$y^3 - 19.74 y^2 + 971.89 y - 67060 = 0$$

cuya raíz es: $y = 38.95$ (las otras dos son complejas conjugadas)

entonces:

$$P_t = -P_c \left[\frac{D/2 - y/3 - e}{D/2 - y/3 + 6} \right] = -58155 \left[\frac{76/2 - 38.95/3 - 31.42}{76/2 - 38.95/3 + 31} \right] = 40436 \text{ Kg.}$$

Revisando el área de acero

$$A_a = \frac{P_t}{F_t} = \frac{40436}{980} = 41.26 \text{ cm}^2.$$

2do. tanteo

Iterando otra vez con esta área de acero

$$K_1 = -19.74$$

$$K_2 = (6 \times 14.84 \times 41.26 \times 62.42) / 76 = 3017$$

$$K_3 = 208173$$

$$x^3 - 19.74 y^2 + 3017 y - 208173 = 0$$

Cuya raíz es:

$$y = 47.5$$

$$P_t = 58155 \left[\frac{76/2 - 47.5/3 - 31.42}{76/2 - 47.5/3 + 31} \right] = 51956.66$$

$$A_a = \frac{51956.66}{980} = 53.01 \text{ cm}^2$$

3er. tanteo

$$K_1 = -19.74$$

$$K_2 = (6 \times 14.84 \times 53.01 \times 62.42) / 76 = 3876$$

$$K_3 = -267486$$

$$y^3 - 19.74 y^2 + 3876 y - 267486 = 0$$

cuya raíz es: $y = 49.8$

$$P_t = 58155 \left[\frac{76/2 - 49.8/3 - 31.42}{76/2 - 49.8/3 + 31} \right] = 55269.44$$

$$A_a = \frac{55269.44}{980} = 56.39$$

4to. tanteo

$$K_1 = -19.74$$

$$K_2 = (6 \times 14.84 \times 56.39 \times 62.42) / 76 = 4123$$

$$K_3 = 284552$$

$$y^3 - 19.74 y^2 + 4123 y - 284552 = 0$$

cuya raíz es: $y = 50.4$

$$P_t = 58155 \left[\frac{76/2 - 50.4/3 - 31.42}{76/2 - 50.4/3 + 31} \right] = 56149.65$$

$$A_a = \frac{56149.65}{980} = 57.29 \text{ cm}^2 = 56.39 \text{ cm}^2$$

Si usamos tres anclas

$$\text{Area/Ancla} = A_a = 56.39/3 = 18.79 \text{ cm}^2$$

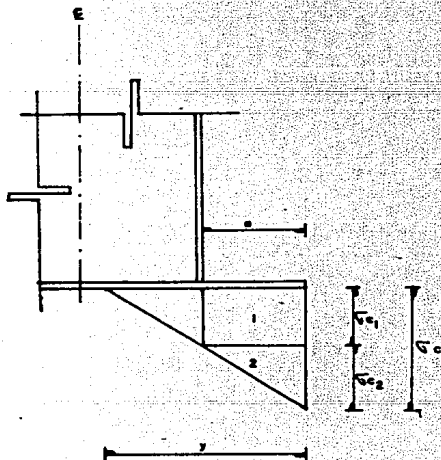
Podemos usar anclas de $\phi 1\frac{3}{4}$ = 13.96 cm²

Aunque es menor se acepta porque estas columnas estan trabajando al 60% de su capacidad

Cálculo del espesor de la placa.

$$\sigma_c = \frac{2(P_{ax} + P_t)}{V_B} = \frac{2(58155 + 56149)}{50.4 \times 76} = 59.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad c \text{ perm.} = 0.35 f'_c = 0.35 \times 200 = 70.0 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\sigma_c = \sigma_{c1} + \sigma_{c2}$$

$$\frac{c}{V} = \frac{c_2}{a} \quad \therefore \sigma_{c2} = \frac{a \sigma_c}{V}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{18(159.68)}{50.4} = 21.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{c1} = 59.68 - 21.31 = 38.36 \text{ Kg/cm}^2$$

Tomando un ancho unitario del bloque de esfuerzos y haciendo suma de momentos respecto al paño de la columna tenemos:

$$M = \frac{c_1 a^2}{2} + \frac{c_2 a^2}{3} = \frac{38.36 \times 18^2}{2} + \frac{31.31 \times 18^2}{3} = 8515 \text{ Kg/cm}$$

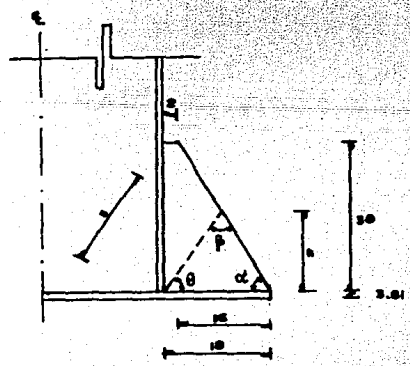
Módulo de sección de la placa, suponiendo una franja unitaria

$$S = \frac{1 \cdot t^2}{6} \quad t^2 = 6S \text{ pero } F_b = \frac{M}{S} \quad S = \frac{M}{F_b}$$

Por lo que:

$$t^2 = \frac{6M}{F_b} \quad t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6 \times 8515}{0.75 \times 2530}} = 5.18 \text{ cm.} = 51.8 \text{ mm.}$$

Debido a que es una placa muy gruesa, se propone usar cartabones de placa de 9.5 mm. para disminuir el espesor y una placa base de 38.1 mm.



La zona de influencia del cartabón (h) está regida por la variación del ángulo θ que está entre los siguientes límites

$$45^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$$

Supondremos $\theta = 60^\circ$

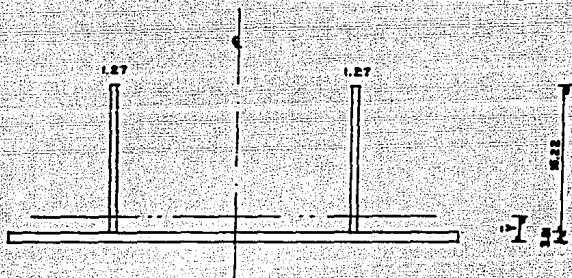
$$\alpha = \text{arc tg } (30/16) = 62^\circ$$

$$\beta = 180^\circ - (60 + 62) = 58^\circ$$

Por la ley de los senos

$$\frac{18}{\text{Sen } \beta} = \frac{x}{\text{sen } \alpha} \quad x = \frac{\text{sen } \alpha \cdot 18}{\text{sen } \beta} = \frac{\text{sen } (62^\circ) \times 18}{\text{sen } (58^\circ)} = 18.74 \text{ cm.}$$

por lo que $h = x \text{ sen } \theta = 18.74 \times \text{sen } 60^\circ = 16.22 \text{ cm.}$



$$\bar{X} = 76/2 = 38 \text{ cm. por ser simétrica}$$

$$\bar{Y} = \frac{3.81 \times 76 \times 1.90 + 2 \times 16.22 \times 1.27 \times 11.92}{3.81 \times 76 + 2 \times 16.22 \times 1.27} = -3.15 \text{ cm.}$$

Momento de inercia en X

$$I_x = \frac{76 \times 3.81^3}{12} + 76 \times 3.81 \times 1.24^2 + \frac{2(1.27 \times 16.22^3)}{12} + 2(1.27 \times 16.22 \times 8.77^2)$$

$$I_x = 4867.46 \text{ cm}^2$$

Módulo de sección menor en X

$$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{4867.46}{16.88} = 288 \text{ cm}^3.$$

$$b_b = \frac{M \cdot S}{S} = \frac{8515 \times 76}{288} = 2247 \text{ Kg/cm}^2 < 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ Pasa la placa propuesta

IV.2. DISEÑO DE SOLDADURAS.

En las estructuras reales, las conexiones soldadas consisten frecuentemente en un grupo de soldaduras en vez de una sola de ellas, y las soldaduras están sometidas usualmente a uno o más tipos de cargas simultáneas.

La variedad de los arreglos posibles de las soldaduras en un grupo, sujeto éste a diferentes combinaciones de carga, hace impráctico, sino imposible, el obtener soluciones basadas en la teoría elástica, para todos los casos. Por lo tanto se usan esfuerzos nominales para evaluar la suficiencia de las soldaduras para resistir las cargas. Los esfuerzos nominales en las conexiones soldadas pueden obtenerse sobre la base de las suposiciones siguientes:

- a) Las soldaduras que conectan varias partes son elementos homogéneos, isotrópicos y elásticos.
- b) Las partes conectadas por las soldaduras son rígidas y por lo tanto se desprecian sus deformaciones.
- c) Sólo se consideran esfuerzos nominales debidos a las cargas externas, se desprecian los efectos de los esfuerzos residuales, de las concentraciones de esfuerzos y de la forma de las soldaduras.

Estas suposiciones conducen a la obtención de fórmulas convencionales para cargas axiales, de corte, de flexión y de torsión, aplicadas a la sección formada por las soldaduras. Se usa el siguiente procedimiento general para el cálculo de los esfuerzos nominales en conexiones soldadas.

- a) Dibujar la sección transversal efectiva de la conexión soldada.
- b) Determinar el centroide de esta sección efectiva y establecer un sistema de ejes ortogonales de referencia x, y, z , cuando se presentan esfuerzos normales al plano de las soldaduras, deben usarse los ejes principales de la sección.
- c) Determinar las fuerzas y momentos que actúan sobre la conexión soldada, definidos en términos de sus componentes x, y, z .
- d) El esfuerzo en la soldadura debido a una sola componente de carga puede calcularse, en cualquier punto de la conexión, por medio de las fórmulas elásticas, obteniéndose los componentes resultantes de los esfuerzos.
- d) Para soldaduras a tope, tanto los esfuerzos normales como los cortantes se consideran de manera convencional.

- f) Para soldaduras de filete, se usan los componentes x, y, z de los esfuerzos en un punto de la soldadura para determinar la máxima fuerza resultante por unidad de longitud y se considera a esta como una fuerza de corte que actúa en la sección de la garganta.

Presentaremos algunos diseños de soldaduras de la estructura, en algunos casos nos saltaremos pasos por razones de espacio.

Además de que el esfuerzo máximo a flexión de las secciones está restringido a 1520 Kg/cm^2 aún siendo la sección compacta, logrando con esto más seguridad en las conexiones.

Diseño de Soldadura de diagonales (2 \angle 101.6x7.9mm)

Sección 2 \angle 101.6x7.9mm : Area = 30.96 cm²

Usaremos placa de unión del mismo espesor que los ángulos.

Tamaño mínimo de soldadura 7.9 mm (pieza más delgada)

Tamaño máximo = 7.9 mm - 1 mm = 6.9 mm

Electrodo E-60 con una capacidad de 896 Kg/cm

Capacidad máxima del miembro

$$P = 0.6 F_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 1520 \text{ Kg/cm}^2 \times 30.96 \text{ cm}^2 = 47059 \text{ Kg.}$$

Longitud necesaria de soldadura usando soldadura de chaflán de 7 mm.

Capacidad de la soldadura

$$896 \text{ Kg/cm} \times 0.7 \text{ cm} = 627 \text{ Kg/cm}$$

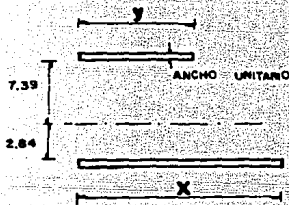
Longitud necesaria de soldadura

$$L = \frac{47059 \text{ Kg}}{617 \text{ Kg/cm}} = 75.05 \text{ cm.}$$

como son dos ángulos

$$\frac{L}{2} = \frac{75.05 \text{ cm}}{2} = 37.53 \text{ cm.}$$

para que no haya excentricidad en la soldadura y esta trabaje únicamente a cortante, el centro de gravedad de la sección debe de coincidir con el centro de gravedad de la soldadura.



$$C.G. = 3.84 = \frac{X(1)(0.5) + y(1)(11.73)}{X(1) + y(1)}$$

$$3.84X + 3.84y = 0.5X + 11.73y$$

$$3.84X - 0.5X = 11.73y - 3.84y$$

$$3.34X = 7.89y$$

$$y = 0.423X$$

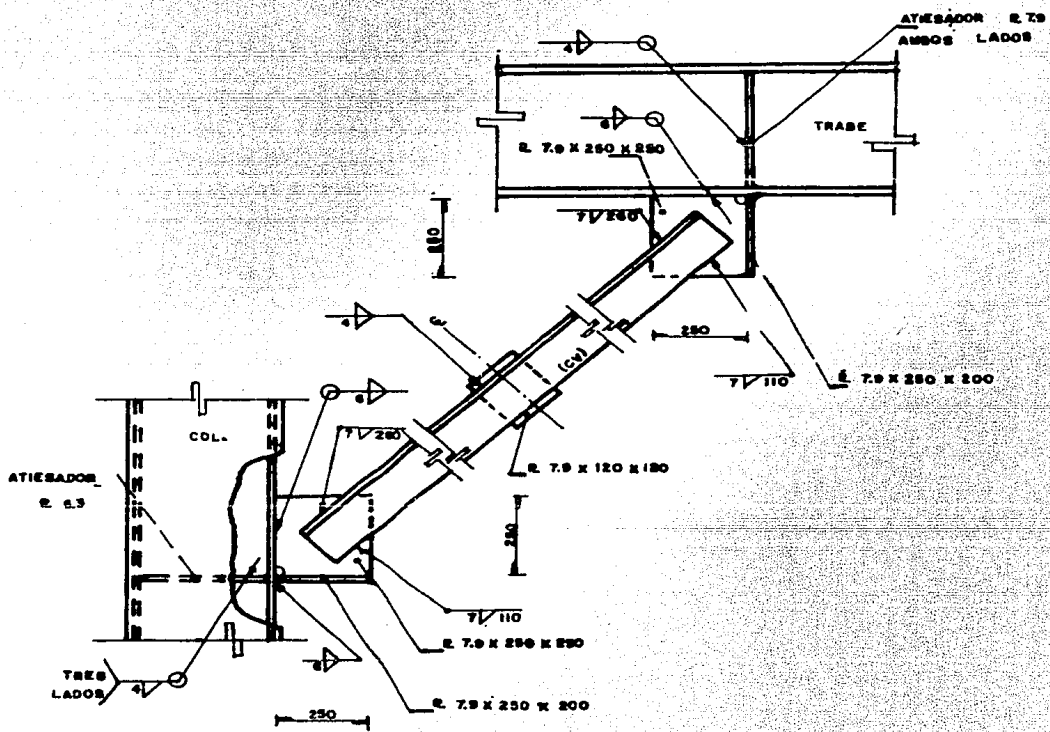
si queremos 37.53 cm totales en cada ángulo de soldadura

$$X + y = 37.53 \text{ cm}$$

$$X + 0.423X = 37.53 \text{ cm}$$

$$X = \frac{37.53}{1.423} = 26.37 \text{ cm} \rightarrow y = 0.423 (26.37 \text{ cm}) = 11.15 \text{ cm}$$

La dimensión de la placa se determinó con el ángulo de inclinación correspondiente de la diagonal cumpliendo con la longitud que se necesita para la soldadura y que el esfuerzo en ella no fuera mayor que el permisible resultando lo siguiente.



CONEXION DE DIAGONAL (CV) A TRABE Y COLUMNA

Diseño de soldadura de traves transversales

Sección IPR 305 x 203 x 74.4 Kg/m

Capacidad máxima del miembro

de la revisión de los resultados del programa llegamos a las siguientes conclusiones:

- a) *La carga axial es mayor que $\delta a / F_a = 0.15$*
- b) *El momento flexionante mayor es en el sentido de mayor inercia del miembro*
- c) *El momento flexionante en el eje de menor inercia es menor del 15% del permitido y además se transmite como cortante directo y de torsión.*
- d) *La torsión es nula*

De estas conclusiones se propuso:

- 1) *Dar la capacidad de carga axial el 15% tomando $k_x = k_y = 1.0$*
- 2) *Para flexión alrededor del eje de mayor inercia el 70% y para el de menor inercia el 15%*

- 3) La suma de los tres es igual a la capacidad total del miembro.

Capacidad a carga axial

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{500}{13.15} = 38 \Rightarrow F_{ax} = 1360 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{200}{4.97} = 40 \Rightarrow F_{ay} = 1349 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 1349 \text{ Kg/cm}^2 \times 94.9 \text{ cm}^2 = 128020 \text{ Kg}$$

tomando el 15%

$$P = 128020 \times 0.15 = 19203 \text{ Kg.}$$

Capacidad a flexión en el eje de mayor inercia F_{bx}

$$F_{bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2530 \left(\frac{400}{5.57} \right)^2}{1080 \times 10^5} \right] 2530 = 1868 \text{ Kg/cm}^2 > 0.66 F_y = 1670 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore F_{bx} = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_x = 1520 \text{ Kg/cm}^2 \times 1060 \text{ cm}^3 = 1611200 \text{ Kg-cm}$$

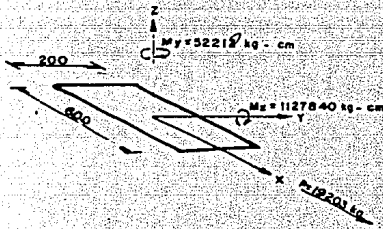
$$M_x = 1611200 \text{ Kg-cm} \times 0.7 = 1127840 \text{ Kg-cm}$$

Capacidad a flexión en el eje de menor inercia F_{by}

$$F_{by} = 0.75 F_y = 1898 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{tomaremos } F_{by} = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2 \times 229 \text{ cm}^3 = 348080 \text{ Kg-cm}$$

$$M_y = 348080 \text{ Kg-cm} \times 0.15 = 52212 \text{ Kg-cm}$$



Espesor del patín = 16 mm

tamaño mínimo de soldadura = 6.4 mm

tamaño máximo de soldadura = $16 - 1.6 = 14.4$ mm

proponemos usar soldadura de 10 mm

y electrodo E-60

Capacidad de la soldadura = $896 \times 1 = 896$ Kg/cm

Propiedades de la sección de soldadura.

$$\text{Area de la garganta} = A = 2.60 + 2 \times 20 \times 1 \times 0.7071 = 113.13 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{60^3}{12} + \frac{20}{12} + 20 \times 2 \times 30^2 = 54001 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{20^3}{12} + \frac{60}{12} + 60 \times 2 \times 10^2 = 12671 \text{ cm}^4$$

$$I_z = I_x + I_y = 54001 + 12671 = 66672 \text{ cm}^4$$

$$P_x = 19203 \text{ Kg} \quad ; \quad P_y = 0 \quad ; \quad P_z = 0$$

$$M_x = 1127840 \text{ Kg-cm} \quad ; \quad M_y = 0 \quad ; \quad M_z = 52212 \text{ Kg-cm}$$

$$\delta_x^I = \frac{19203 \text{ Kg}}{113.13} = 169.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_x'' = \frac{52212}{66672} \times 30 = 23.49 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_y'' = \frac{52212}{66672} \times 10 = 7.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_z'' = \frac{1127840}{54001} \times 30 + \frac{0}{12671} \times 10 = 626.56 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo total

$$\delta_n = \sqrt{(169.73 + 23.49)^2 + 7.83^2 + 626.56^2} = 655 \text{ Kg/cm}$$

Esfuerzo permisible para la soldadura de 10 mm

$$F_{perm} = 896 \text{ Kg/cm} \times 1 \text{ cm} = 896 \text{ Kg/cm}$$

Diseño de soldadura para trabes longitudinales

Sección IPR 305 x 165 x 44.7 Kg/m

Al igual que para las traves transversales se determinaron los porcentajes respecto a carga axial y momentos flexionantes obteniendo los mismos valores.

Capacidad a carga axial

$$\frac{l_x}{r_x} = \frac{488}{13.23} = 37 \rightarrow F_{ax} = 1365 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{l_y}{r_y} = \frac{188}{3.83} = 49 \rightarrow F_{ay} = 1297 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 1297 \text{ Kg/cm}^2 \times 56.70 = 73540 \text{ Kg.}$$

$$P = 73540 \text{ Kg} \times 0.15 = 11031 \text{ Kg.}$$

Capacidad a flexión en el eje de mayor inercia F_{bx}

$$F_{bx} = \left[\frac{2}{3} - \frac{2530(488/4.43)^2}{1080 \times 10^5} \right] 2530 = 1686 \text{ Kg/cm}^2 > 0.66F_y = 1070 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore F_{bx} = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_x = 1520 \text{ Kg/cm}^2 \times 633 \text{ cm}^3 = 962160 \text{ Kg-cm}$$

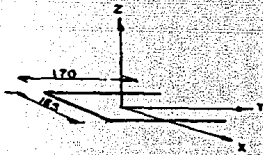
$$M_x = 962160 \text{ Kg-cm} \times 0.7 = 673512 \text{ Kg-cm}$$

Capacidad a flexión en el eje de menor inercia F_{by}

$$F_{by} = 0.75 F_y = 1898 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Tomaremos } F_{by} = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_y = 1520 \text{ Kg/cm}^2 \times 102 \text{ cm}^3 = 155040 \text{ Kg-cm}$$

$$M_y = 155040 \text{ Kg-cm} \times 0.15 = 23256 \text{ Kg-cm}$$



Ancho del patín = 11 mm

Tamaño mínimo de soldadura = 5 mm

Tamaño máximo de soldadura = 11-1=10 mm

proponemos soldadura de 10 mm

y electrodo E-60

Capacidad de la soldadura = $896 \times 1 = 896 \text{ Kg/cm}$.

Propiedades de la sección de soldadura

$$\text{Area de la garganta} = A = 2 \times 17 + 16.5 \times 0.7071 \times 1 = 35.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Centroide } X = \frac{AX}{A} = \frac{2 \times 17 \times 8.25}{2 \times 17 + 16.5} = 5.5 \text{ cm.}$$

$$I_x = \frac{16.5^3}{12} + \frac{17}{12} + 17 \times 8.25^2 \times 2 = 1690 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{17^3}{12} + \frac{16.5}{12} + 17 \times 3^2 = 1063 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2690 + 1063 = 3753 \text{ cm}^4$$

$$\delta''_x = \frac{11301 \text{ Kg}}{35.7} = 308.99 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta''_x = \frac{23256}{3753} \times 8.25 = 51.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta''_y = \frac{23256}{3753} \times 11.5 = 71.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta''_z = \frac{673512}{2690} \times 11.5 + \frac{0}{1063} \times 8.25 = 2879.32 \text{ Kg/cm}^2$$

Debido a esfuerzos normales no pasa esta soldadura, pero si consideramos que el alma de esta trabe va a ir soldada al alma de la trabe transversal y que los patines de dichas trabes van conectados a tope y la soldadura de la trabe transversal está sobrada resistiendo la fuerza que se transmitiría a ella debido al momento de 673512 Kg-cm los esfuerzos normales δ''_z se convierten ahora en esfuerzos constantes δ'_y

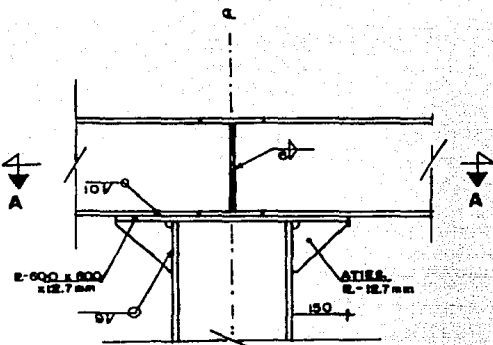
$$P = \frac{M}{d} = \frac{673512 \text{ Kg-cm}}{30.5 \text{ cm}} = 22082 \text{ Kg.}$$

$$\delta'_y = \frac{22082 \text{ Kg}}{35.7 \text{ cm}} = 618 \text{ Kg/cm}$$

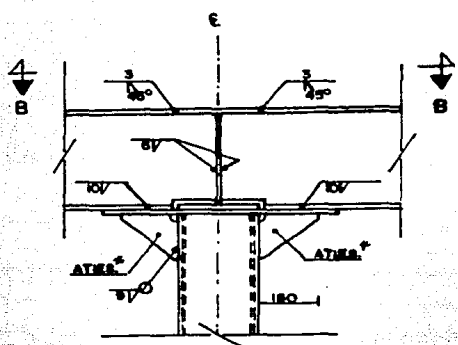
Esfuerzo total

$$\delta_n = \sqrt{(618 + 308.99 + 51.12)^2 + 71.26^2} = 979 \text{ Kg/cm}$$

usar soldadura de 11 mm con capacidad de 986 Kg/cm² en las trabes, ya no es necesario volverlas a revisar

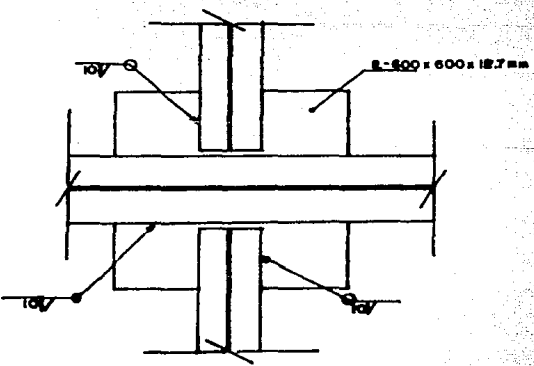


ELEVACION

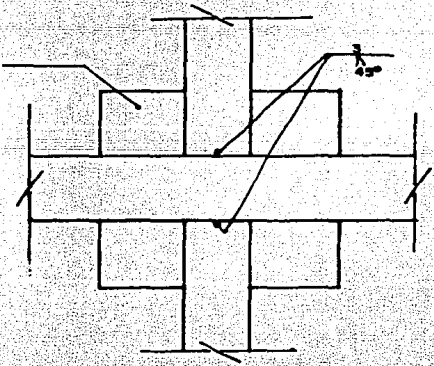


VISTA LATERAL

* Cuando corresponda



VISTA A-A



VISTA B-B

CONEXION DE TRABES A COLUMNAS

Diseño de la conexión WF 457 x 305 x 98 Kg/m

Capacidad total del miembro a flexión

$$\frac{L_x}{\pi t} = \frac{0.8 \times 700}{9.4} = 59.57 \rightarrow F_{bx} \left[\frac{2}{3} - \frac{2530(59.57)^2}{1080 \times 10^5} \right] 2530 = 1687 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore F_{bx} = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_x = 1520 \text{ Kg/cm}^2 \times 2240 \text{ cm}^3 = 3404800 \text{ Kg-cm}$$

Capacidad del miembro cortante

$$V = f_v \times A_{alma} = 1010 \text{ Kg/cm}^2 \times 27.2 \text{ cm}^2 = 27472 \text{ Kg}$$

Tamaño mínimo de soldadura = 6.4 mm

Tamaño máximo de soldadura = 15.9 - 1.6 = 14.3 mm

Proponemos usar soldadura de 12 mm y electrodos E-60 con capacidad de: 896 Kg/cm² x 1.2 cm = 1075 Kg/cm

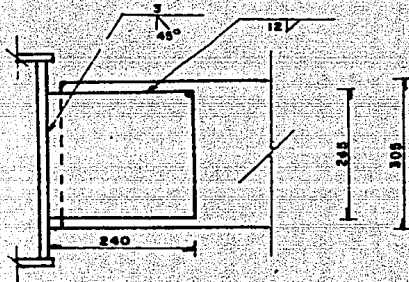
Fuerzas horizontales debidas al momento

$$F_h = \frac{M}{d} = \frac{3404800}{45.7} = 74503 \text{ Kg.}$$

Longitud necesaria de soldadura

$$L = \frac{74503 \text{ Kg}}{1075 \text{ Kg/cm}} = 69 \text{ cm}$$

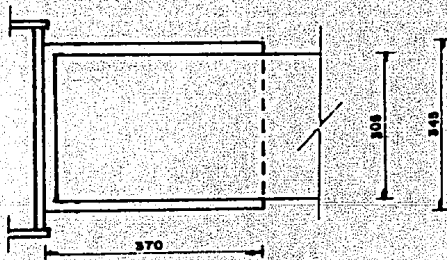
Proponemos el ancho de la placa superior (de acero A-36) restando de 30 a 40 mm al ancho del patín para que la soldadura no sea sobre cabeza



Cálculo del espesor de la placa superior,

$$t_{pl} = \frac{74503 \text{ Kg}}{26.5 \text{ cm} \times 1520 \text{ Kg/cm}^2} = 1.84 \text{ cm.} \quad \text{usar placa de 19.1 mm.}$$

Cálculo de la soldadura en el patín inferior de la trabe aumentando el ancho del patín de 40 a 50 mm para que la soldadura no sea sobre cabeza

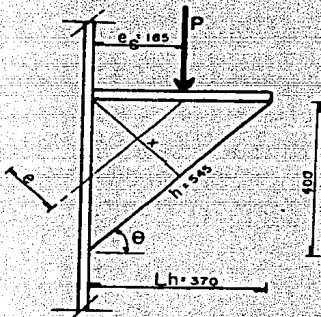


Longitud de soldadura = 69 cm

espesor de la placa inferior

$$t_{pl} = \frac{74503 \text{ Kg}}{34.5 \text{ cm} \times 1520 \text{ Kg/cm}^2} = 1.42 \text{ cm. usar placa de } 15.0 \text{ mm}$$

Revisión de la ménsula de apoyo



proponemos la distancia del cartabón de 400 y su espesor es:

$$t = \frac{P(1 + \frac{Ge}{x})}{F_b x}$$

$$\theta = \text{ang Tg } \frac{40}{37} = 47.23^\circ$$

$$x = L \text{sen } \theta = 370 \text{ sen } 47.23^\circ = 272$$

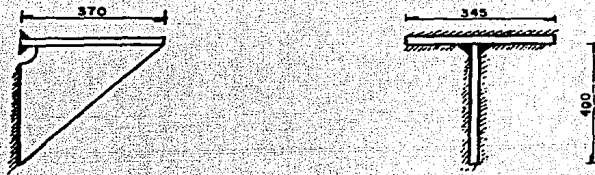
Cálculo del espesor del cartabón

$$p = \frac{27472 \text{ Kg} \times 545}{400} = 37431 \text{ Kg}$$

$$e = (185 - \frac{370}{2}) \text{ sen } 47.23^\circ = 0$$

$$t = \frac{37431 (1+0)}{27.2 \times 1520} = 0.91 \text{ cm usar placa de } 12.7 \text{ mm.}$$

Revisión de la soldadura en la ménsula



Módulo de sección superior a la soldadura

$$S_{sup} = \frac{4 \cdot b d^2 + d^3}{6b + 3d} = \frac{4(34.5)(40)^2 + 40^3}{6(34.5) + 3(40)} = 871 \text{ cm}^3$$

Cortante directo en la soldadura

$$\delta_v = \frac{27472 \text{ kg}}{2 \times 34.5 + 2(40)} = 184 \text{ Kg/cm}$$

Esfuerzos debidos al momento

$$\delta_{u \text{ sup}} = \frac{27472 \times 18.5}{2373} = 214 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_{u \text{ inf}} = \frac{27472 \times 18.5}{871} = 583 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo total

$$\delta_{\Delta \text{ sup}} = \sqrt{184^2 + 214^2} = 282 \text{ Kg/cm}$$

$$\delta_{\Delta \text{ inf}} = \sqrt{184^2 + 583^2} = 611 \text{ Kg/cm}$$

Se propone usar soldadura de 8 mm con capacidad de 715 Kg/cm

CAPITULO V

CONCLUSIONES

En el siguiente trabajo se presentó en términos generales la filosofía del análisis y diseño estructural de una estructura de acero en el cual fue necesario formular algunas suposiciones, no vacilando en proponer las suposiciones que se requerían tratando de aplicar el buen criterio de ingeniería para el funcionamiento satisfactorio de una estructura, llegando a las siguientes conclusiones:

Para asegurar el comportamiento adecuado y confiable de una estructura, el ingeniero estructural debe ser capaz de que:

- 1: La estructura cumpla con los requisitos de funcionalidad.
- 2: La estructura soporte las cargas en condiciones seguras.

Para llegar a cumplir con esto el diseño completo de la estructura se puede establecer en grandes rasgos a través de los siguientes pasos.

- A1 Determinación de la estructuración general que se selecciona entre varias alternativas posibles. Lo primero que se debe de tener en cuenta es el requisito de funcionalidad

de la estructura, debiéndose examinar varias consideraciones secundarias, entre ellas los aspectos económicos, estéticos, legales y financieros.

- B) *Investigación de las cargas a las que va a estar sujeta la estructura, estas vienen dadas generalmente en las especificaciones y normas. Básicamente es parte de la responsabilidad del diseñador especificar las condiciones de carga y tener cuidado en los casos especiales observando que es necesario entender su naturaleza antes de proceder a idealizarla porque algunas cargas, tales como las muertas y varias de las vivas, pueden identificarse y describirse matemáticamente, pero otras cargas y perturbaciones tales como la acción del viento, los efectos de un terremoto y los efectos térmicos deben describirse en términos de fuerzas equivalentes para involucrarlas en el análisis del comportamiento de la estructura, o causa de la complejidad del análisis del comportamiento dinámico.*
- C1. *Análisis y Diseño en el cuál existen tres consideraciones básicas que son la resistencia, la rigidez y la estabilidad.*

Todos los análisis se basan en algunas suposiciones, ya que es imposible para una estructura real corresponder

Completamente a la estructura idealizada sobre la cual se basa el análisis.

En los casos en que no es posible obtener suficiente información respecto a las condiciones de carga y propiedades del material, o cuando no es posible modelar la respuesta del sistema real hasta el grado de precisión que se requiere, es indispensable aplicar factores de seguridad.

La resistencia de los miembros del sistema estructural se determina a partir del análisis del estado de esfuerzos del modelo con el fin de determinar las fuerzas internas que se producirían en los diferentes elementos, dichos esfuerzos no excederán de ciertos valores permisibles para el material escogido.

La rigidez de un miembro es función de la geometría, o sea de las dimensiones físicas del elemento considerado y de las propiedades mecánicas del material con el que esta hecho, el diseñador debe tomar en cuenta y controlar la deflexión (deformación) de una estructura mediante la determinación de la rigidez de sus componentes o de la estructura completa a través del análisis de la rigidez del modelo.

La estabilidad de los elementos de la estructura debe ser proporcionada adecuadamente para que se excluya la posibilidad del pandeo (general del elemento, o local de las partes que componen al elemento) cuando esten sometidos a compresión.

- D) Selección de los distintos elementos basándose en los resultados del análisis y diseño junto con las condiciones dadas por las especificaciones y normas.
- E) Dibujo y Detalles que es el paso final para proporcionar la información necesaria para la construcción.

A P E N D I C E

Análisis por Sismo (Prediseño)

Ubicación: Tula Hidalgo, México
 Regionalización Sísmica: Zona B
 Estructura: Tipo 1
 Grupo: B
 Tipo de Suelo: I (Dato proporcionado
 por el departamen-
 to de Ingeniería
 Civil-Concreto)

$$C = 0.16 \times 1.3 = 0.208$$

$$a_0 = 0.03 \times 1.3 = 0.039$$

$$T_1 = 0.30 \times 1.3 = 0.39$$

$$T_2 = 0.8 \times 1.3 = 1.04$$

$$\kappa = 0.5 \times 1.3 = 0.65$$

Factor de Ductilidad: Caso 2, $Q = 4$

PESOS TRIBUTARIOS

NIVEL + 113.600MARCO A

ESTRUCTURA	LONGITUD (m)	PESO (Kg)
IPR 254x146x31.3 Kg/m	30.706	961.1
PESO ADICIONAL 200 Kg/m	30.7	6141.2
IPR 254x146x38.7 Kg/m	20.0	774.0
PESO ADICIONAL 200 Kg/m	20.0	4000.0
IPR 152x102x17.9 Kg/m	16.8	300.7
DIAGONALES IPR 152x102x17.9 Kg/m	29.4	526.3
COLUMNAS 4 Pl. 150x9.5x45 Kg/m	3.0x8 col.	1080.0
IPR 152x102x17.9 Kg/m	37.2	<u>665.9</u>
		14449.2 Kg.

APOYOS ESPECIALES:

DESCARGAS:	220x3 + 230x4 + 250 + 5x150 x 4x2500 + 3x450 + 2x300	14680.0
TRABES:	2 [-254x17.915 Kg/m 22.76 2 [-203x12.79 Kg/m 22.76	815.5 582.0
COLUMNAS:	4 Pl. 150x6.3x29.95 Kg/m. 2.47x5col+2.169x4col	<u>629.7</u>
		Sub-Total 16707.4 Kg.
PASILLOS LATERALES:	350 Kg/m ² x 1.22 m	30.706
		<u>13111.5</u>
		Sub-Total 13111.5 Kg.

PESO DE ENFRIADORES

6250 x 12220 + 11995 + 12220 + 6250	
+ 4686 + 8325 + 8325 + 4686	
	<u>68707.0</u>
Sub-Total	68707.0 Kg.

PESO TRIBUTARIO TOTAL DEL MARCO A = 112975 Kg.

MARCO B

ESTRUCTURA	LONGITUD (m)	PESO (Kg.)
IPR 254x146x31.3 Kg/m	30.706	961.1
PESO ADICIONAL 200 Kg/m	30.706	6141.2
IPR 254x146x38.7 Kg/m	40.0	1548.0
PESO ADICIONAL 200 Kg/m	40.0	8000.0
DIAGONALES IPR 152x102x17.9	58.8	1052.5
COLUMNAS 4 Fls. 150x9.5x45 Kg/m	3.0x8 col.	1080.0
IPR 152x102x17.9 Kg/m	37.2	<u>665.9</u>
	Sub-Total	19448.2 Kg.

PESO DE ENFRIADORES

12650+23765+125770+23765+12650	
+ 6350+13375+13375+6350	
	<u>138050.0</u>
Sub-Total	138050.0 Kg.

PESO TRIBUTARIO TOTAL DE MARCO B = 15749.82 Kg.

MARCO C

ESTRUCTURA	LONGITUD	PESO (Kg.)
IPR 254x146x31.3 Kg/m	30.706	961.1
PESO ADICIONAL 200 Kg/m	30.706	6141.2
IPR 254x146x38.7 Kg/m	20.0	774.0
PESO ADICIONAL 200 Kg/m	20.0	4000.0
IPR 152x102x17.9 Kg/m	83.4	1492.9
COLUMNAS 4 PLs. 150x9.5x45 Kg/m	3.0 x 8 col.	<u>1080.0</u>
	Sub-Total	14449.2 Kg.

PASILLOS LATERALES:

350 Kg/m ² x 1.22 m	30.706	<u>13111.5</u>
	Sub-Total	13111.5 Kg.

PESO DE ENFRIADORES:

6250+12220+1195+12220+		
4686+8325+8325+4686		<u>68707.0</u>
	Sub-Total	68707.0 Kg.

PESO TRIBUTARIO TOTAL DEL MARCO C - 96267.7 Kg.

NIVEL + 110.600MARCO A

ESTRUCTURA	LONGITUD	PESO (Kg.)
IPR 305x102x28.3 Kg/m	35.0	990.5
WF 457x203x73 Kg/m	35.0	2250.0
PESO ADICIONAL 500 Kg/m	35.0	17500.0
IPR 254x146x31.3 Kg/m	2x31.706	1984.8
IPR 254x146x38.7 Kg/m	12.05	466.8
PASILLO LATERAL 350 Kg/m2x1.8	30.706	19344.8
PASILLO CENTRAL 350 Kg/m2x1.5	30.706	16120.7
COLUMNAS 4 Fls. 350x12.7x139.6Kg/m	3.0x6col.	2512.8
F 457x305x118 Kg/m	57.2	6794.8
PESO ADICIONAL 500 Kg/m	57.2	<u>28600.0</u>
	Sub-Total	96563.9 Kg.

PESO TOTAL TRIBUTARIO DEL MARCO A - 96563.9 Kg.

MARCO C

ESTRUCTURA	LONGITUD (m)	PESO (Kg)
IPR 305x102x28.3 Kg/m	21.0	594.3
F 457x203x73 Kg/m	35.0	2555.0
PESO ADICIONAL 500 Kg/m	35.0	17500.0
IPR 254x146x31.3 Kg/m	2x31.706	1984.8
IPR 254x146x38.7 Kg/m	12.05	466.3
PASILLO LATERAL 350 Kg/m ² x 1.8	30.706	19344.8
PASILLO CENTRAL 390 Kg/m ² x 1.5	30.706	16120.7
COLUMNAS 4 PL. 350x12.7x139.6 Kg/m 3.0x6 col.		2512.8
F 457x305x118 Kg/m	57.2	6794.8
PESO ADICIONAL 500 Kg/m	57.2	<u>28600.0</u>
	Sub-Total	96473.5 Kg.

PESO TOTAL TRIBUTARIO DEL MARCO C = 96473.5 Kg.

NIVEL + 108.000

MARCOS A y C

ESTRUCTURA	LONGITUD (m)	PESO (Kg)
Trabe de Liga 930 Kg/m	2x11.67	21706.2
Trabe de Liga 730 Kg/m	11.66	8511.8
Trabe de Marco 3730 Kg/m	3.33x6 marcos	74525.4
Trabe de Marco 2330 Kg/m	1.67x6 marcos	23346.6
Columnas 0.4x0.5x2400x2x6.0		<u>5760.0</u>
	Sub-Total	133850.0

PESO TOTAL TRIBUTARIO DEL MARCO A y C = 133850 Kg.

NIVEL + 106.000

MARCOS A y C

ESTRUCTURA	LONGITUD (m)	PESO (Kg)
Trabe de Liga 930 Kg/m	2x11.67	21705.2
Trabe de Liga 730 Kg/m	11.66	8511.8
Trabe de Marco 3730 Kg/m	3.33x6 marcos	74525.4
Trabe de Marco 2330 Kg/m	1.67x6 marcos	23346.6
Columnas 0.4x0.5x2400 Kg/m ³	7.5x6 col.	<u>21600.0</u>
	Sub-Total	149690.0 Kg.

PESO TOTAL TRIBUTARIO DEL MARCO A y C = 149690.0 Kg.

OBTENCION DE FUERZAS SISMICAS:

NIVEL	W_i (Ton)	h_i (m)*	$W_i h_i$ (tn-m)	f_i (tn)	v_i (tn)
4	366.741	15.10	5537.789	25.6274	25.6274
3	193.037	12.10	2335.748	10.810	36.437
2	267.700	9.5	2543.150	11.769	48.205
1	<u>299.380</u>	7.5	<u>2245.350</u>	10,391	58.597
	-1126.858		-12662.037		

$$F_i = \frac{C \sum W_i}{Q \sum W_i h_i} W_i h_i = \frac{0.208}{4} \times \frac{1126.858}{12662.037} \times W_i h_i = 0.0046 W_i h_i$$

Nota*

Para tomar en cuenta la cimentación se tomó como referencia para la obtención de las h_i , el nivel de desplante de la misma, que es 1.5 mts. abajo del N.P.T.

REPARTO DE LA FUERZA SISMICA PARA MARCOSNIVEL + 113.600

$$\begin{aligned} \text{MARCO A} & \quad \omega_a = 112.975.1 \\ \text{MARCO B} & \quad \omega_b = 157.498.2 \\ \text{MARCO C} & \quad \omega_c = 96.267.7 \\ & \quad \omega = 366.741.0 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$\text{FACTOR DE DISTRIBUCION} \quad \frac{25.6274}{366741} = 0.00007$$

$$\begin{aligned} \text{MARCO A} & \quad F_a = 112975.1 \times 0.00007 = 7.9245 \text{ Tn.} \\ \text{MARCO B} & \quad F_b = 157498.2 \times 0.00007 = 11.0058 \text{ Tn.} \\ \text{MARCO C} & \quad F_c = 96267.7 \times 0.00007 = 6.7171 \text{ Tn.} \\ & \quad \underline{25.6274 \text{ Tn.}} \end{aligned}$$

NIVEL + 110.600

$$\begin{aligned} \text{MARCO A} & \quad \omega_a = 96563.9 \\ \text{MARCO C} & \quad \omega_c = 96473.5 \\ & \quad 193037.4 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$\text{FACTOR DE DISTRIBUCION} \quad \frac{10.81}{193037.4} = 0.000056$$

$$\begin{aligned} \text{MARCO A} & \quad F_a = 96563.9 \times 0.000056 = 5.4075 \text{ Tn.} \\ \text{MARCO C} & \quad F_c = 96473.5 \times 0.000056 = 5.4025 \text{ Tn.} \\ & \quad \underline{10.9100 \text{ Tn.}} \end{aligned}$$

NIVEL + 108.000

$$\begin{array}{r} \text{MARCO A} \quad w_a = 133850 \\ \text{MARCO C} \quad w_c = 133850 \\ \hline 267700 \text{ Kg.} \end{array}$$

$$\text{FACTOR DE DISTRIBUCION} \quad \frac{11.769}{267700} = 0.0005$$

$$\begin{array}{r} \text{MARCO A} \quad F_a = 133850 \times 0.0005 = 5.8845 \text{ Tn.} \\ \text{MARCO C} \quad F_c = 133850 \times 0.0005 = 5.8845 \text{ Tn.} \\ \hline 11.7690 \text{ Tn.} \end{array}$$

NIVEL + 106.500

$$\begin{array}{r} \text{MARCO A} \quad w_a = 149690 \\ \text{MARCO C} \quad w_c = 149690 \\ \hline 299380.0 \text{ Kg} \end{array}$$

$$\text{FACTOR DE DISTRIBUCION} \quad \frac{10.391}{299380} = 0.00005$$

$$\begin{array}{r} \text{MARCO A} \quad 149690 \times 0.00005 = 5.1955 \text{ Tn.} \\ \text{MARCO C} \quad 149690 \times 0.00005 = 5.1955 \text{ Tn.} \\ \hline 10.3910 \text{ Tn.} \end{array}$$

Con las fuerzas obtenidas para los marcos, obtenemos la fuerza para cada nudo según su área tributaria (la cuál ya no la pondremos), dando:

NIVEL + 113.600

$F_{a-1} = 0.635 \text{ Tn.}$	$F_{b-1} = 1.017 \text{ Tn.}$	$F_{c-1} = 0.566 \text{ Tn.}$
$F_{a-2} = 1.546$	$F_{b-2} = 1.854$	$F_{c-2} = 1.067$
$F_{a-3} = 1.155$	$F_{b-3} = 1.992$	$F_{c-3} = 1.038$
$F_{a-4} = 1.183$	$F_{b-4} = 1.850$	$F_{c-4} = 1.056$
$F_{a-5} = 1.079$	$F_{b-5} = 1.511$	$F_{c-5} = 0.970$
$F_{a-6} = 0.914$	$F_{b-6} = 1.511$	$F_{c-6} = 0.793$
$F_{a-7} = 0.881$	$F_{b-7} = 1.107$	$F_{c-7} = 0.789$
$F_{a-8} = 0.497$	$F_{b-8} = 0.562$	$F_{c-8} = 0.445$
<u>7.89 Tn.</u>	<u>11.00 Tn.</u>	<u>6.72 Tn.</u>

NIVEL + 110.600

$F_{a-5} = 0.694 \text{ Tn.}$	$F_{c-5} = 0.647 \text{ Tn.}$
$F_{a-6} = 1.285$	$F_{c-6} = 1.244$
$F_{a-7} = 0.879$	$F_{c-7} = 0.834$
$F_{a-8} = 1.285$	$F_{c-8} = 1.244$
$F_{a-9} = 1.261$	$F_{c-9} = 1.432$
<u>5.404 Tn</u>	<u>5.401 Tn.</u>

NIVEL + 108.000

$F_{a-5} = 0.893 \text{ Tn.}$	$F_{c-5} = 0.893 \text{ Tn.}$
$F_{a-6} = 1.024$	$F_{c-6} = 1.024$
$F_{a-7} = 1.024$	$F_{c-7} = 1.024$
$F_{a-8} = 1.024$	$F_{c-8} = 1.024$
$F_{a-9} = 1.024$	$F_{c-9} = 1.024$
$F_{a-10} = 0.893$	$F_{c-10} = 0.893$
<u>5.882 Tn.</u>	<u>5.882 Tn.</u>

NIVEL + 106.500

$$F_{a-5} = 0.803 \text{ Tn.}$$

$$F_{a-6} = 0.897$$

$$F_{a-7} = 0.897$$

$$F_{a-8} = 0.897$$

$$F_{a-9} = 0.897$$

$$F_{a-10} = \underline{0.803}$$

$$5.195 \text{ Tn}$$

$$F_{c-5} = 0.803 \text{ Tn.}$$

$$F_{c-6} = 0.897$$

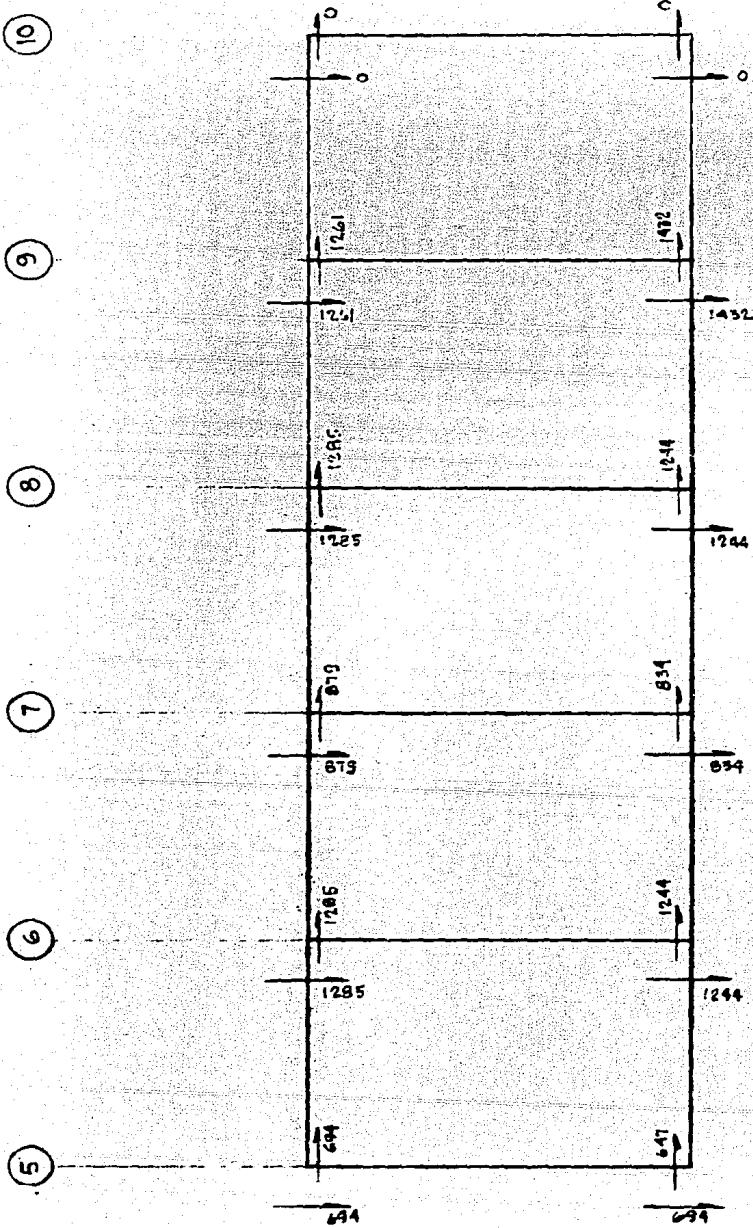
$$F_{c-7} = 0.897$$

$$F_{c-8} = 0.897$$

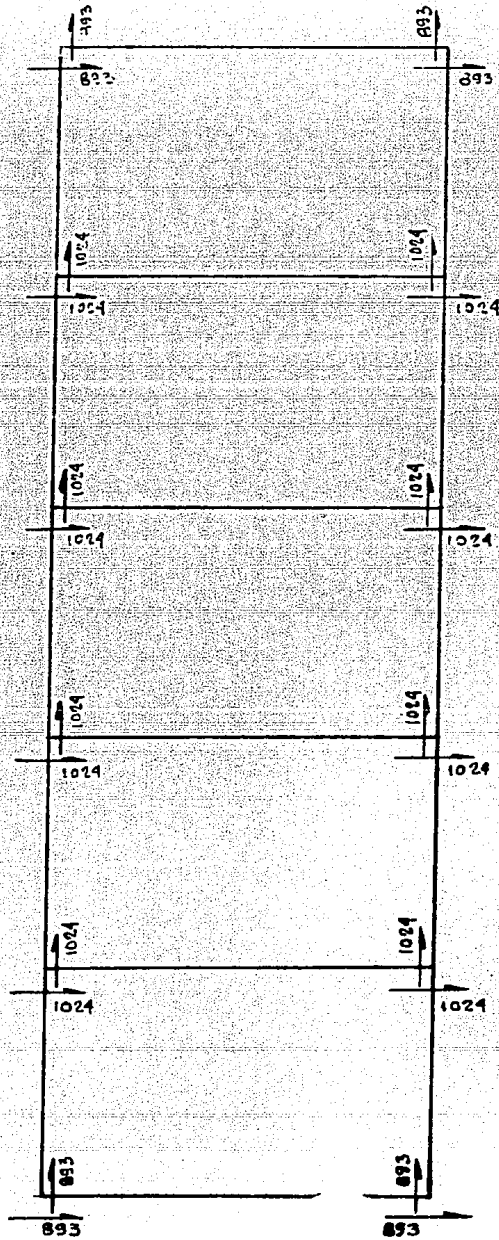
$$F_{c-9} = 0.897$$

$$F_{c-10} = \underline{0.803}$$

$$5.195 \text{ Tn.}$$



- 10
- 9
- 8
- 7
- 6
- 5



ANALISIS POR VIENTO:

UBICACION: Tula Hidalgo, México
 REGIONALIZACION EOLICA: Zona 5
 ESTRUCTURA: Tipo 2
 GRUPO: B

Velocidad Básica: $V_b = KV_z$

Velocidad Regional: $(V_z) = 80 \text{ Km/hr}$

Factor de Topografía (K) = 1.0 corresponde a campo abierto

$$V_b = 1.0 \times 80 = 80 \text{ Km/hr}$$

Velocidad del Viento: $V_z = V_b \left(\frac{z}{T_0} \right)^\alpha$ para $10 < z < \delta$

$\alpha = 0.14$ campo abierto

$\delta = 275$ altura gradiente

$$V_z = 80 \left(\frac{z}{T_0} \right)^{0.14} \text{ para } 10 < z < 275$$

Velocidad de Diseño: $V_d = F_R V_z$

Factor de Ráfaga (F_R) = 1.3 para estructura tipo 2

$$V_d = 1.3 \times 80 \times \left(\frac{z}{T_0} \right)^{0.14}$$

$$V_d = 75.34134 z^{0.14}$$

Fuerzas debidas al viento: $P = 0.0048 \text{ GCV}_d^2$

Factor de reducción de densidad de la atmósfera (G)

$$G = \frac{\delta + h}{\delta + 2h} \quad h = 19 \text{ Km sobre el nivel del mar}$$

$$G = \frac{\delta + 1.9}{\delta + 2(1.9)} = 0.8389$$

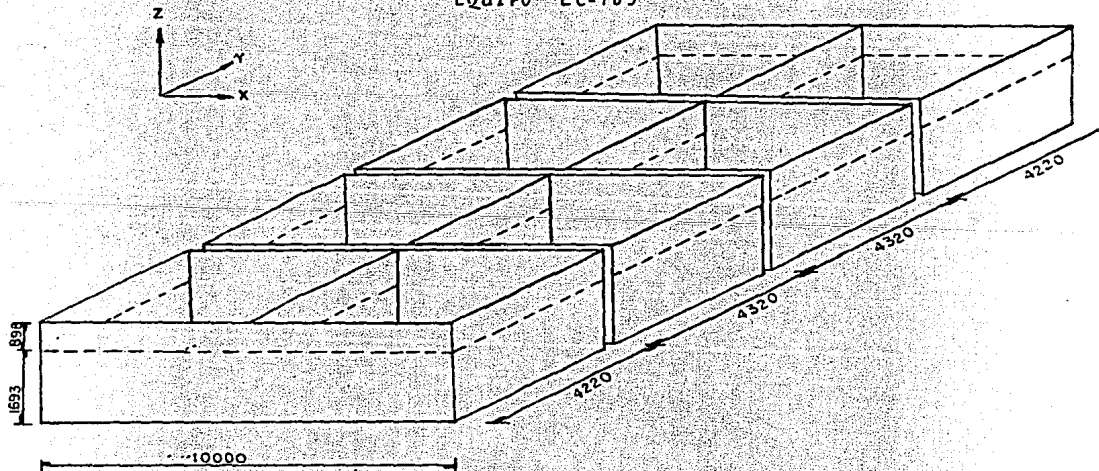
Coefficiente de empuje (C): C = +0.75 Barlovento, C = -0.68
Sotavento C = +0.75 - (-0.68) = 1.43

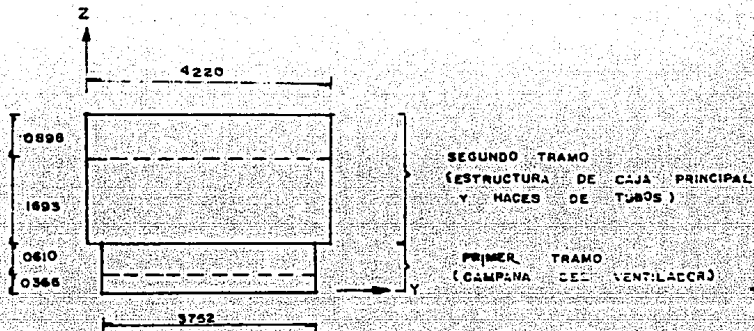
$$P = 0.0048 \times 0.8389 \times 1.43 (75.34134 z^{0.14})$$

$$P = 32.6854 z^{0.28} \text{ Kg/m}$$

VIENTO EN DIRECCION X (Sistema Global)

EQUIPO EC-105





Cálculo de Areas de Distribución de Presiones

$$A = \int_{H_1}^M P dz$$

Primer Tramo:

$$A_1 = \int_{12.924}^{13.90} 32.6854 z^{0.28} dz = 32.6854 \int_{12.924}^{13.90} z^{0.28} dz = \frac{32.6854}{1.28} z^{1.28} \Big|_{12.924}^{13.90}$$

$$A_1 = \frac{32.6854}{1.28} \left[13.90^{1.28} - 12.924^{1.28} \right] = 65.9906 \text{ Kg/m}$$

Cálculo del Centroide de Area

$$z = \frac{1}{A} \int_{H_1}^M z p dz$$

Primer tramo:

$$\bar{z}_1 = \frac{1}{65.9906} \int_{12.924}^{13.90} 32.6854 z^{1.28} dz = \frac{32.6854}{65.9906} \int_{12.924}^{13.90} z^{1.28} dz = \frac{0.4953}{2.28} z^{2.28} \Big|_{12.924}^{13.90}$$

$$\bar{z}_1 = \frac{0.4953}{2.28} \left[13.90^{2.28} - 12.924^{2.28} \right] = 13.4135 \text{ m.}$$

Fuerza actuante en el primer tramo:

$$F_1 = 65.9906 \text{ Kg/m} \times 3.752 \text{ m} = 247.59 \text{ Kg.}$$

Segundo Tramo:

$$A_2 = 32.6854 \int_{13.90}^{16.491} z^{1.28} dz = \frac{32.6854}{1.28} z^{1.28} \Big|_{13.90}^{16.491} = 181.38 \text{ Kg/m}$$

$$\bar{z}_2 = \frac{32.6854}{181.38} \int_{13.90}^{16.491} z^{1.28} dz = \frac{0.1802}{2.28} z^{2.28} \Big|_{13.90}^{16.491} = 15.20$$

$$F_2 = 181.38 \text{ Kg/m} \times 4.22 \text{ m} = 765.42 \text{ Kg.}$$

La Fuerza Resultante será: $F_1 + F_2$

$$F_x = 247.59 + 765.42 = 1013.01 \text{ Kg.}$$

Punto de Aplicación de la Fuerza:
$$z_x = \frac{z_1 F_1 + z_2 F_2}{F_1 + F_2}$$

$$\bar{z}_x = \frac{13.4135 \times 247.59 + 15.20 \times 765.42}{247.59 + 765.42} = 14.763 \text{ m.}$$

Centro de Gravedad Geométrico

$$\bar{y}_{cg} = 2.11 \text{ m} \quad \text{por simetría de la estructura}$$

$$\bar{r}_{cg} = \frac{4.22 \times (0.898 + 1.693) \times [(2.591 + 2) + 0.610 + 0.366] + 3.752 \times (0.610 + 0.366)}{4.22 \times (0.898 + 1.693) + 3.752 \times (0.610 + 0.366)}$$

$$x \frac{[(0.610 + 0.366) - 2]}{2} = 1.824 \text{ m.}$$

Excentricidades Accidentales:

Nota*

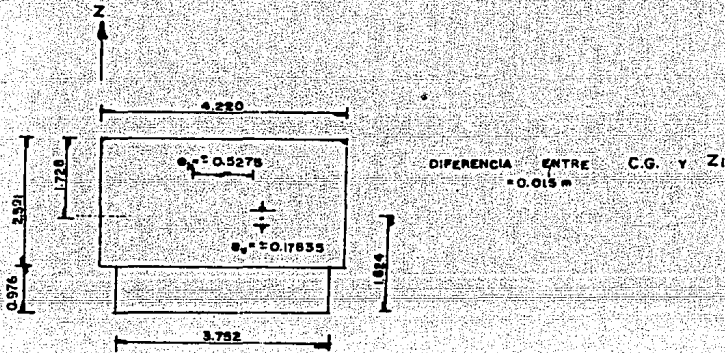
Para la obtención de las excentricidades horizontales, se desprecia, la diferencia entre anchos del primer y segundo tramo, tomándose para cálculos el ancho de 4.22 m.

A): Dirección Horizontal

$$\frac{L}{h} = \frac{4.220}{3.5670} = 1.183 < 2 \text{ entonces } e_h = \pm \frac{L}{8} = \pm \frac{4.220}{8} = \pm 0.5275$$

B): Dirección Vertical

$$e_v = \pm 0.05h = \pm 0.05 \times 3.567 = \pm 0.17835 \text{ m}$$



De manera análoga obtenemos la fuerza total del viento y su excentricidad para el tramo de 4.320 m, observando que la fuerza del primer tramo es la misma, ya que es la proyección vertical de la campana del ventilador, para obtener la fuerza del segundo tramo se tiene que multiplicar ahora por 4.32 m en lugar de 4.22 m.

$$F_1 = 65.9906 \text{ Kg/m} \times 3.752 \text{ m} = 247.59 \text{ Kg.}$$

$$\bar{z}_1 = 13.4135 \text{ m}$$

$$F_2 = 181.38 \text{ Kg/m} \times 4.320 \text{ m} = 783.56 \text{ Kg.}$$

$$\bar{z}_2 = 15.20$$

Fuerza Resultante:

$$F_R = 247.59 + 783.56 = 4031 \text{ Kg.}$$

Punto de Aplicación de la Fuerza

$$z_1 = \frac{13.4135 \times 247.59 + 15.20 \times 783.56}{247.59 + 783.56} = 14.7710 \text{ m.}$$

Centro de Gravedad Geométrico

$$\bar{y}_{cg} = 2.16 \text{ por simetría de la estructura}$$

$$\bar{z}_{cg} = 1.8318 \text{ m.}$$

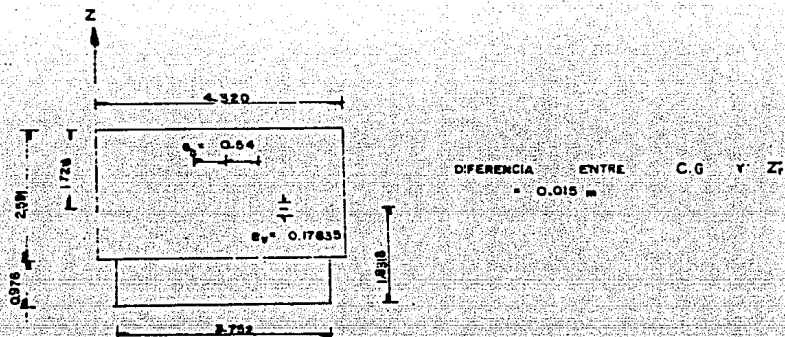
Excentricidades Accidentales

A): Dirección Horizontal

$$\frac{l}{h} = \frac{4.320}{3.5670} = 1.211 < 2 \text{ entonces } e_h = \pm \frac{l}{8} = \frac{+4.320}{8} = +0.54 \text{ m.}$$

B): Dirección Vertical

$$e_v = \pm 0.05h = \pm 0.05 \times 3.567 = \pm 0.17835 \text{ m.}$$



VIENTO EN DIRECCION X (Sistema Global)

PRIMER TRAMO:

Segue siendo la correspondiente a la proyección vertical de la campana del ventilador, para el segundo tramo se tiene que multiplicar ahora por 10.0 m.

$$F_{1,2} = 65.9906 \text{ Kg/m} \times 3.752 \text{ m} = 247.59 \text{ Kg}$$

$$Z_{1,2} = 13.4135 \text{ m}$$

$$F_3 = 181.38 \text{ Kg/m} \times 10.0 \text{ m} = 1852.903 \text{ Kg}$$

$$Z_3 = 15.20 \text{ m.}$$

Fuerza Resultante:

$$F_R = 247.59 + 247.59 + 1852.903 = 2348.08 \text{ Kg.}$$

Punto de Aplicación de la Fuerza, Z_t

$$Z_t = \frac{2 \times 13.4135 \times 247.59 + 15.20 \times 1852.903}{2 \times 247.59 + 1852.903} = 14.8233 \text{ m}$$

Centro de Gravedad Geométrico

$$X_{cg} = 5.0 \text{ m.} \quad \text{Por simetría de la estructura}$$

$$Z_{cg} = 1.8785 \text{ m.}$$

Excentricidades Accidentales:

A): Dirección Horizontal

$$\frac{l}{h} = \frac{10.0}{3.5670} = 2.8035 \quad 2$$

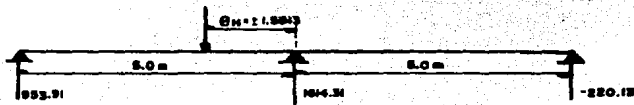
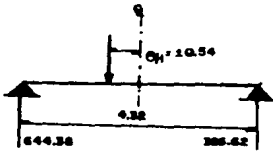
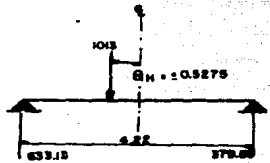
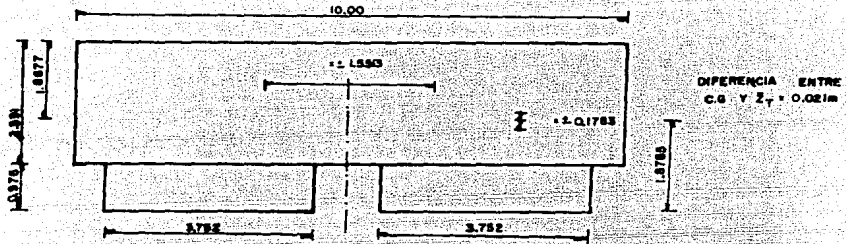
$$e_h = \pm (0.2L^2 + 8h) + 0.05L$$

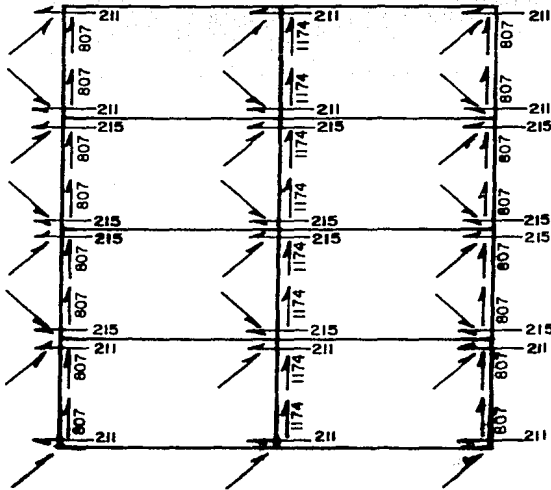
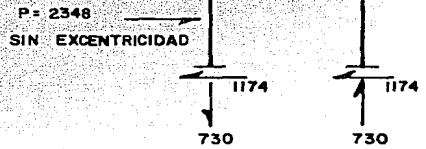
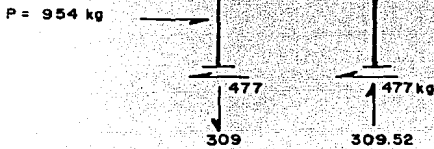
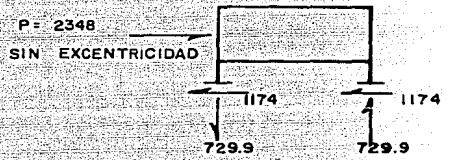
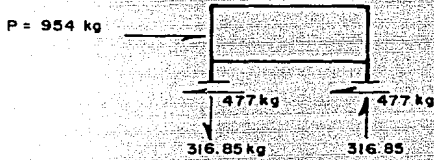
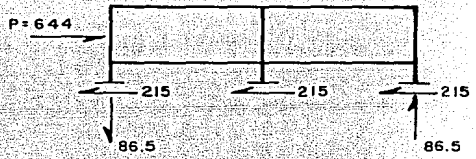
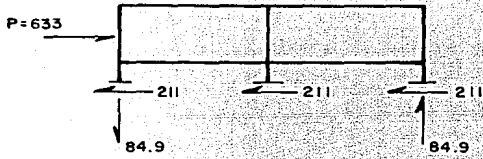
$$e_h = \pm (0.3(10)^2 + 8(3.567)) + 0.05(10) \\ = 15513 \text{ m.}$$

B): Dirección Vertical

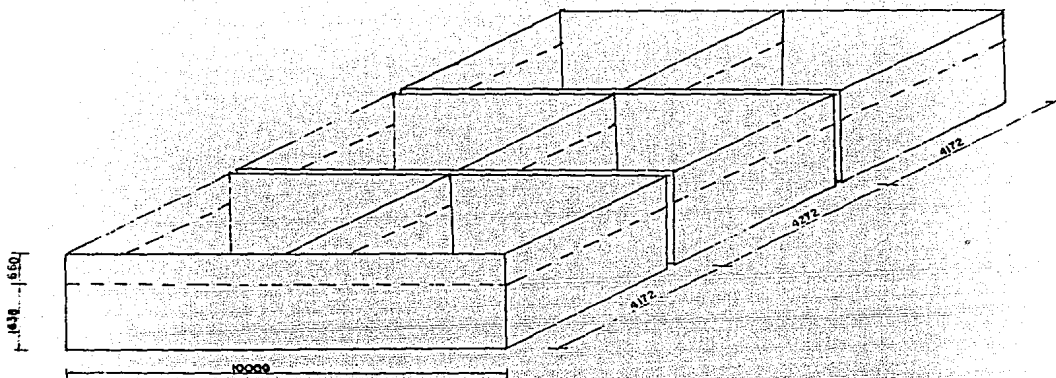
$$e_v = \pm 0.05h = \pm 0.05 \times 3.567 = \pm 0.17835 \text{ m.}$$

Mediante este análisis podemos obtener las fuerzas debidas al viento sobre las paredes que forman la estructura del enfriador de aire, a continuación resumimos estos efectos del viento tomando las excentricidades más desfavorables.





APORTE	C A R G A S (kg)						
	CARGA VIVA + CARGA MUERTA + CARGA DE OPERACION EQUIPO			VIENTO			
	Rx	Ry	Rz	DIRECCION X	DIRECCION Y	Rx	Rz
A-1	-442	+1110	-8208	211	-85	477	-317
A-2	-970	+840	-12220	426	-172	954	-626
A-3	-970	0	-11896	430	-174	954	-618
A-4	-970	-840	-12220	426	-172	954	-626
A-5	-442	-1110	-8208	211	-85	477	-317
B-1	0	+2278	-12808	211	0	1174	730
B-2	0	+1698	-8296	426	0	2348	1460
B-3	0	0	-8770	430	0	2348	1460
B-4	0	-1698	-2278	426	0	2348	1460
B-5	0	-2278	-12808	211	0	1174	730
C-1	+442	+1110	-8208	211	85	477	317
C-2	+970	+840	-12220	426	172	954	626
C-3	+970	0	-11896	430	174	954	618
C-4	+970	-840	-12220	426	172	954	626
C-5	+442	-1110	-8208	211	85	477	317



Cálculo de Areas de Distribución de Presiones

Primer Tramo:

$$A_1 = \int_{12924}^{13900} 32.6854z^{0.28} dz = 32.6854 \int_{12924}^{13900} z^{0.28} dz = \frac{32.6854}{1.28} z^{1.28} \Big|_{12924}^{13900} = 65.9906 \text{ Kg/m}$$

Cálculo del Centroide de Area

Primer Tramo:

$$z_1 = \frac{1}{65.9906} \int_{12924}^{13900} 32.6854z^{1.28} dz = \frac{32.6854}{65.9906} \int_{12924}^{13900} z^{1.28} dz = \frac{0.4953}{2.28} z^{2.28} \Big|_{12924}^{13900} = 13.4135 \text{ m}$$

Fuerza actuante en el Primer Tramo:

$$F_1 = 65.9906 \text{ Kg/m} \times 3.752 \text{ m} = 247.59 \text{ Kg.}$$

Segundo tramo:

$$A_2 = \int_{13900}^{16198} 32.6854 z^{0.28} dz = \frac{32.6854}{1.28} z^{1.28} \Big|_{13900}^{16198} = 160.44 \text{ Kg/m}$$

Al igual que en el equipo EC-105, obtenemos la fuerza debida a viento y su excentricidad para el tramo de 4.272 m.

$$F_1 = 65.9906 \text{ Kg/m} \times 3.752 \text{ m} = 247.59 \text{ Kg.}$$

$$Z_1 = 13.4135 \text{ m.}$$

$$F_2 = 181.38 \text{ Kg/m} \times 4.272 \text{ m} = 774.85 \text{ Kg.}$$

$$Z_2 = 15.05 \text{ m.}$$

Fuerza Resultante:

$$F_T = 247.59 + 774.85 = 1022 \text{ Kg.}$$

Punto de Aplicación:

$$\bar{Z}_R = 14.6537 \text{ m.}$$

Centro de Gravedad Geométrico.

$$V_{cg} = 2.086 \text{ m} \quad \text{Por simetría de la estructura}$$

$$\bar{Z}_{cg} = 1.6803 \text{ m.}$$

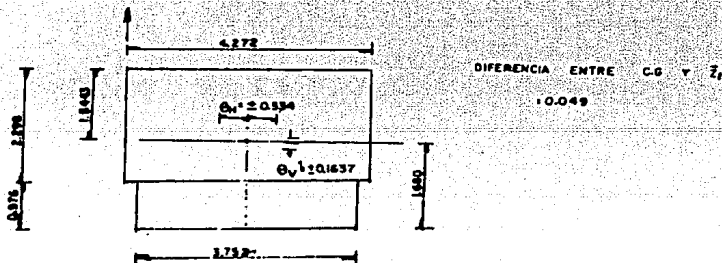
Excentricidades Accidentales

A) Dirección Horizontal

$$\frac{L}{h} = \frac{4.272}{3.274} = 1.3048 \quad 2 \quad \text{entonces: } e_h = \pm \frac{L}{8} = \pm \frac{4.272}{8} = \pm 0.534$$

B) Dirección Vertical

$$e_v = \pm 0.05h = \pm 0.05 \times 3.274 = \pm 0.1637 \text{ m.}$$



$$Z_2 = \frac{32.6854}{160.44} \int_{13900}^{16198} z^{1.28} dz = \frac{0.2037}{2.28} z^{2.28} \Big|_{13900}^{16198} = 15.05 \text{ m.}$$

$$F_n = 160.44 \text{ Kg/m} \times 4.172 \text{ m.} = 669.35 \text{ Kg.}$$

Fuerza Resultante:

$$F_n = 247.59 + 669.35 = 916.94 \text{ Kg.}$$

Punto de Aplicación de la Fuerza

$$\bar{Z}_x = \frac{13,4135 \times 247.59 + 15.05 \times 669.35}{247.59 + 669.35} = 14.608 \text{ m.}$$

Centro de Gravedad Geométrico.

$$\bar{Y}_{cg} = 2.086 \text{ m. por simetría de la estructura}$$

$$\bar{Z}_{cg} = 1.672 \text{ m.}$$

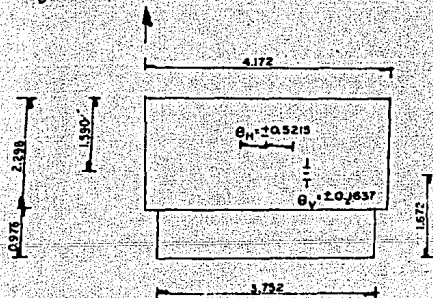
Excentricidades Accidentales:

A): Dirección Horizontal

$$\frac{L}{h} = \frac{4.172}{3.274} = 1.2743 \quad \text{entonces } e_h = \pm \frac{L}{8} = \pm \frac{4.172}{8} = \pm 0.5215$$

B): Dirección Vertical

$$e_v = \pm 0.05h = \pm 0.05 \times 3.274 = \pm 0.1637 \text{ m.}$$



DIFERENCIA ENTRE C.G. Y Z₁
= 0.012

VIENTO EN DIRECCION Y

La fuerza del primer tramos sigue siendo la correspondiente a la proyección vertical de la campana del ventilador, para el segundo tramo se tiene que multiplicar ahora por 10.0 m.

$$F_{1,2} = 65.9906 \times 3.752 = 247.59 \text{ Kg.}$$

$$Z_{1,2} = 13.4135 \text{ m.}$$

$$F_3 = 181.38 \times 10.0 = 1813.8 \text{ Kg.}$$

$$Z_3 = 15.05 \text{ m.}$$

Fuerza Resultante

$$F_t = 247.59 + 247.59 + 1813.8 = 2308.98 \text{ Kg.}$$

Punto de Aplicación de la Fuerza

$$\bar{Z}_t = 14.6990 \text{ m.}$$

Centro de Gravedad Geométrico

$$\bar{X}_{cg} = 5.0 \text{ m.}$$

Por simetría de la estructura

$$\bar{Z}_{cg} = 1.9 \text{ m.}$$

Excentricidades Accidentales

A) Dirección Horizontal

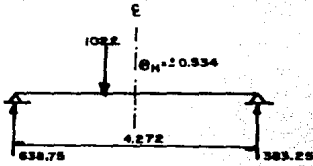
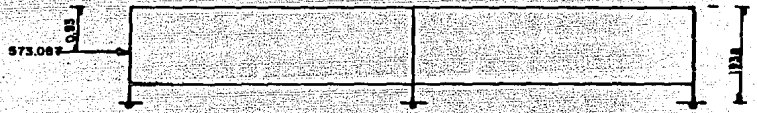
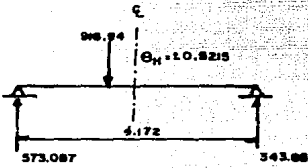
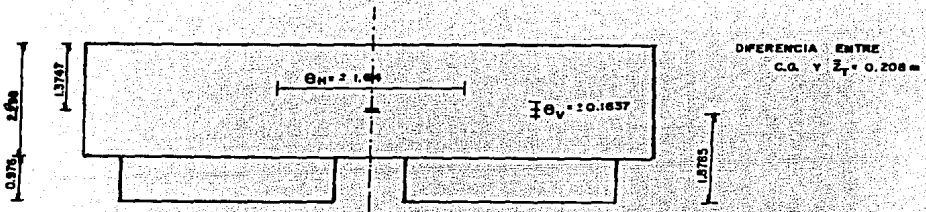
$$\frac{l}{h} = \frac{10.0}{3.274} = 3.0544 > 2 \quad \text{entonces}$$

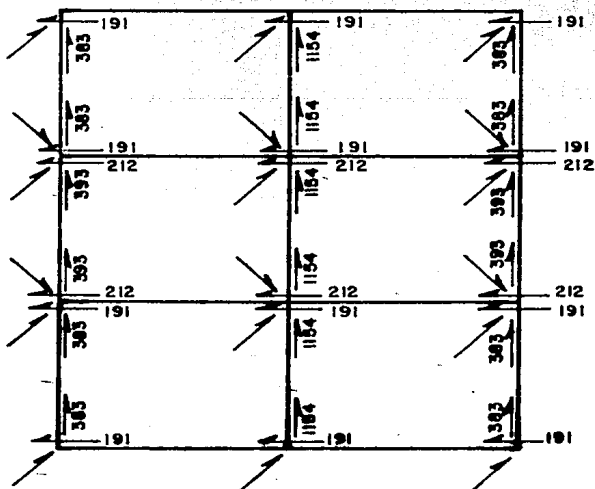
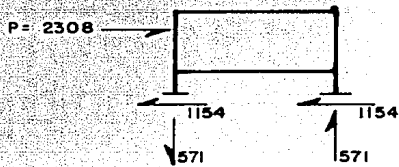
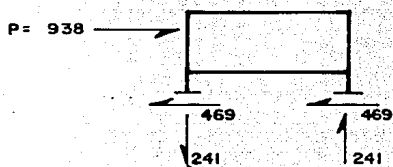
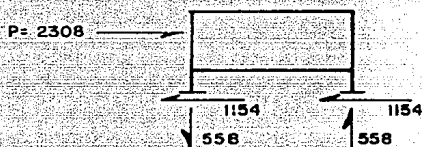
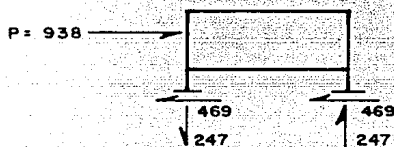
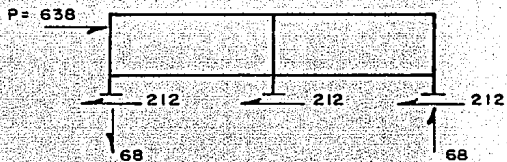
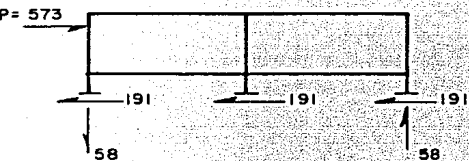
$$e_h = \pm (0.3L^2 : 8h) + 0.05L$$

$$e_h = \pm (0.3(10)^2 : 8(3.274)) + 0.05(10) \pm 1.6454 \text{ m.}$$

B) Dirección Vertical

$$e_v = \pm 0.05h = \pm 0.05 \times 3.274 = \pm 0.1637 \text{ m.}$$





C A R G A S (kg)							
APOYO	CARGA VIVA + CARGA MORTAL (kg)			VIENTO			
	Rx	Ry	Rz	DIRECCION X		DIRECCION Y	
A-1	-270	+1060	-4888	191	-88	469	-247
A-2	-538	+785	-6225	403	-124	938	-488
A-3	-538	-785	-6225	403	-124	938	-488
A-4	-270	-1060	-4888	191	-88	469	-247
B-1	0	+1195	-6380	191	0	1154	-558
B-2	0	+785	-18378	403	0	2308	-1129
B-3	0	+785	-18378	403	0	2308	-1129
B-4	0	-1195	-6380	191	0	1154	-558
C-1	+270	+1060	-4888	191	+88	469	-247
C-2	+538	+785	-6225	403	+124	938	-488
C-3	+538	-785	-6225	403	+124	938	-488
C-4	+270	-1060	-4888	191	+88	469	-247

"B I B L I O G R A F I A"

- 1 Bogand O. Kasmanovick. *Structural Steel Design for Engineers.* Mc Graw Hill.
- 2 Bowles Joseph E. *Diseño de Acero Estructural.* Ed. LIMUSA.
- 3 Bresler, Lynn, Scalzi, *Estructuras de Acero.* LIMUSA
- 4 De buen L. de H. Oscar: *Comportamiento y diseño de estructuras de Acero.* LIMUSA
- 5 Gaylord, Edwin. Gaylord Charles.- *Diseño de estructuras de acero.* Ed. Continental.
- 6 *Manual de Diseño de Obras Civiles, Viento.-* Comisión Federal de Electricidad.
- 7 *Manual de Diseño de Obras Civiles. Sismo.-* Comisión Federal de Electricidad.
- 8 *Manual de Proyectos - Estructuras de Acero.* C.V.G. Siderúrgica del Orinoco, C.A. (SIDOR)
Tomo I y II.

9 *Manual of Steel Construction.*
American Institute of Steel Construction, Inc.
Primera reimpression revisada (11/84).

10 *Structural Welding Code - Steel*
American Welding Society. AWS D1.1-80.