

306015

3
20



UNIVERSIDAD LA SALLE

ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U. N. A. M.

REVISION DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO
CONSTRUIDO EN OBRA NEGRA UBICADO
EN EL PUENTE TECAMACHALCO
(ANTIGUO) CASI ESQUINA CON
SIERRA GORDA EDO. DE MEXICO
PROPIEDAD DE LA SECRETARIA
DE AGRICULTURA Y RECURSOS
HIDRAULICOS.

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JAVIER ALBERDI GONZALEZ

TESIS CON
FALLA DE OR:GEN

MEXICO, D. F.

1988



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

I N D I C E

INTRODUCCION

- CAPITULO I CARGAS
- I.1 ANALISIS DE CARGAS
 - I.2 BAJADA DE CARGAS
 - I.3 CALCULO Y REVISION DE TRABES PARA DIMENSIONES EXISTENTES
- CAPITULO II ANALISIS SISMICO
- II.1 DETERMINACION DE FUERZAS SISMICAS
 - II.2 RIGIDOCES DE ENTREPISO
 - II.3 CENTRO DE MASAS
 - II.4 CENTRO DE TORSION O DE RIGIDEZ
 - II.5 REVISION DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO
- CAPITULO III OBTENCION DE ELEMENTOS MECANICOS
- III.1 METODO DE CROSS
 - III.2 METODO DE RITTER
- CAPITULO IV DISEÑO DE ELEMENTOS PARA REVISION DE LOS CONSTRUIDOS
- IV.1 OBTENCION DE RESISTENCIAS DEL CONCRETO Y CANTIDAD DE ACERO
- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

El edificio está construído en obra negra sin terminar, a un lado del Puente Viejo de Tecamachalco, dentro del cauce del río, con aproximadamente siete años de fabricado, cuenta con los siguientes niveles: Planta baja, planta principal, mezza nine, tres plantas tipo y una incompleta (seis niveles terminados y uno incompleto), su construcción iba hacerse para - tres niveles adicionales.

La estructura del edificio es de concreto reforzado, a base de núcleos del mismo material, ligado con traveses rectangulares o acarteladas de acuerdo con las necesidades arquitectónicas, soportado por cuatro núcleos de concreto, presenta - grietas importantes en losas y ciertas traveses de primer nivel, y en losas de los siguientes niveles.

La revisión se hará de acuerdo a las secciones y armados de losas, traveses y núcleos, para cargas verticales y esfuerzos producidos por el sismo, de acuerdo con el Nuevo Reglamento de Construcción del Distrito Federal del 3 de Julio de 1987.

Se cuenta con planos arquitectónicos del edificio, y algunos estructurales, debiendo efectuarse pruebas de laboratorio para determinar calidad de los concretos de la estructura, armado y cantidad de acero en losas, traveses y columnas por medio de pruebas a base de extracción de núcleos de concreto y del sonómetro, para determinar profundidad de grietas.

La cimentación queda excluida del tema, suponiendo estar en buenas condiciones.

La idea de presentar este tema es la revisión de concretos y armados que presenta la estructura, bajo la acción de cargas verticales, acciones producidas por el sismo y viento, basándose en las normas del Reglamento del Distrito Federal (Julio de 1987), y en las pruebas de laboratorio efectuadas. - Con los resultados encontrados se obtendrán conclusiones, para determinar las condiciones reales con que trabaja la estructura, y proponer soluciones a la misma. Este edificio fue calculado de acuerdo al Reglamento anterior.

La estructura del edificio está soportada por marcos en --- ambos sentidos, formados por columnas y trabes; se cuenta con la Memoria de Cálculo del edificio en cascación construido de la cual se tomaron los valores de las cargas verticales. El edificio se revisará para el nuevo Reglamento de - Construcción del 3 de Julio de 1987, utilizando las recomendaciones y el coeficiente sísmico de la zona.

El edificio se calculará con la misma resistencia del concreto y acero, utilizado en cálculos anteriores, y se comparará con el obtenido en el laboratorio, el cual lógicamente dado el tiempo de construcción es de mayor resistencia.

Como se cuenta con las secciones de los elementos de la estructura se procederá a la revisión de los desplazamientos,-

de acuerdo con lo indicado en el Reglamento de Construcción; se determinarán las rigideces de entrepiso, por medio de las fórmulas de Wilbur, siempre y cuando el índice de rotación nodal sea mayor a 0.1, ya que podemos estar seguros de que se formarán puntos de inflexión en las columnas de todos los entrepisos al ser sometidos a carga lateral. Determinación de las fuerzas por torsión, debido a la excentricidad entre el centro de masas (punto donde actúa la resultante del sismo), y el centro de torsión o de rigidez (punto alrededor del cual gira la estructura). Se procederá a la obtención de los cortantes totales por sismo, que serán la suma de la fracción del cortante de entrepiso proporcional a su rigidez (cortante directo) más el cortante que se induce por el momento torsionante. Obtención de los elementos para el cálculo de los marcos, para cargas verticales utilizando el Método de Hardy Cross y para fuerzas horizontales el Método de Ritter. Diseño de elementos estructurales, trabes continuas y discontinuas (Método de H. Cross), columnas a flexo-compresión, las losas se calcularán como continuas, empleando coeficientes de repartición de el Dr. Westergard.

Conclusiones: Efectuado el cálculo estructural con las mismas dimensiones en trabes y columnas, contenido el área de acero en cada elemento se compara al indicado en los planos existentes, se recomendarán soluciones para las trabes agriladas en el techo del sótano, principalmente las cuatro perimetrales, estableciendo sus probables motivos.

ANALISIS DE CARGAS

El edificio consta de 5 plantas tipo, y un mezzanine; la estructuración del edificio está formada por una retícula de - trabes que descargan en marcos en ambos sentidos y muros de concreto reforzado; el piso de cada planta consiste en losas macizas armadas en ambos sentidos.

El material empleado en todos los miembros estructurales es concreto armado. La fatiga de trabajo de cada material en - las condiciones que se inició el edificio: Concreto $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$, acero $f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2$.

Pesos volumétricos de los materiales empleados.

Concreto armado	2 400 Kg/m^3
Morteros	2 000 Kg/m^3
Muros de tabique	1 500 Kg/m^3
Tezontle	800 Kg/m^3
Yeso	1 500 Kg/m^3

CARGAS VIVAS

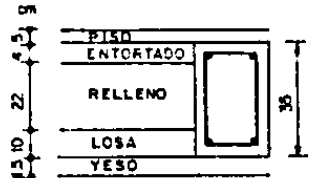
Serán usados los pesos para cargas vivas que fija el Regla-- mento para edificios destinados a oficinas.

Entrepisos	250 Kg/m ²
Pasillos y Escaleras	350 Kg/m ²
Azotea pendiente no mayor al 5%	100 Kg/m ²

Los pesos propios de los diferentes miembros serán calculados con las dimensiones existentes.

LCSA MACIZA ENTREPISO

	m.		Kg/m ³	=	Kg/m ²
Peso propio	0.10	x	2400	=	240
Yeso	0.015	x	1500	=	23
Relleno	0.22	x	800	=	177
Entortado	0.04	x	2000	=	80
Piso	0.05	x	2000	=	100
Carga Viva					<u>250</u>
					870 Kg/m ²



PESO DE TRABES

0.40	x	1.60	x	2400	=	1536	Kg/m
0.40	x	1.50	x	2400	=	1440	Kg/m
0.30	x	0.65	x	2400	=	468	Kg/m
0.20	x	0.65	x	2400	=	312	Kg/m
0.45	x	1.60	x	2400	=	1728	Kg/m
0.30	x	1.6750	x	2400	=	1206	Kg/m

MUROS DE CONCRETO (Núcleos)

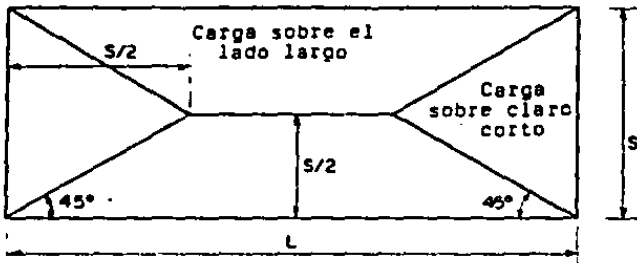
$$4.37 \times 0.40 \times 2400 = 4195 \text{ Kg/m}$$

$$4.37 \times 0.20 \times 2400 = 2098 \text{ Kg/m}$$

Nota: El peso de los muros de división, no se tomará en cuenta por ser -
estos a base de tacle roca.

CARGAS EN TRABES

Las cargas sobre las vigas de apoyo serán calculadas de --
acuerdo a las áreas tributarias resultantes de trazar desde
las esquinas, líneas a 45° hacia el centro de la losa, hasta
unirse con la línea del centro paralela al claro largo.



Los momentos flexionantes en las vigas de apoyo, se podrán -
calcular aproximadamente usando una carga equivalente unifor
mente distribuida por metro de viga que vale para los dos
claros.

a) para la viga del claro corto $\frac{wS}{3}$

b) para la viga del claro largo $\frac{wS}{3} \left(\frac{3}{2} - m^2 \right)$

Donde: S = Claro corto

L = Claro largo

w = Carga uniformemente repartida.

m = Relación entre claro corto y claro largo.

PLANTA PRINCIPAL Y PLANTAS TIPO (Azotea Ao., 3o. y 2o.)

CARGAS ACTUANTES SOBRE TRABES

EJES

1' (C - D') L=5.60 m W _m = 0 W _L = 1643 W _{DD} = <u>312</u> W _T = 1955 Kg/m	1' (D' - E) L=3.30 m = 0 = 1387 = <u>312</u> W _T = 1699 Kg/m	1' (E - F) L=4.80 m = 0 = 1764 = <u>312</u> W _T = 2076 Kg/m	1' (F - G) L=4.70 m = 0 = 1588 = <u>312</u> W _T = 1900 Kg/m
2 (B - C) L=3.60 m W _m = 4195 W _L = 1044 W _{DD} = <u>1440</u> W _T = 6679 Kg/m	2 (C - D') L= 5.60 m = 0 = 2550 = <u>1440</u> W _T = 3990 Kg/m	2 (D' - E) L=3.30 m = 0 = 1909 = <u>1440</u> W _T = 3349 Kg/m	2 (E - F) L=4.80 m = 0 = 2601 = <u>1440</u> W _T = 4041 Kg/m
2 (F - G) L=4.70 m W _m = 0 W _L = 2413 W _{DD} = <u>1440</u> W _T = 3853 Kg/m	3 (A - B) L=3.10 m = 4195 = 1247 = <u>1440</u> W _T = 6882 Kg/m	3 (B - C) L=3.60 m = 4195 = 1247 = <u>1440</u> W _T = 6882 Kg/m	3 (C - D') L=5.60 m = 0 = 2486 = <u>1440</u> W _T = 1342 Kg/m
3 (D' - E) L=3.30 m W _m = 0 W _L = 1894 W _{DD} = <u>1440</u> W _T = 3334 Kg/m	3 (E - F) L=4.80 m = 0 = 2380 = <u>1440</u> W _T = 3820 Kg/m	3 (F - G) L=4.70 m = 0 = 2361 = <u>1440</u> W _T = 3801 Kg/m	3 (G - H) L=3.60 m = 4195 = 1247 = <u>1440</u> W _T = 6882 Kg/m
3 (H - H') L=3.10 m W _m = 4195 W _L = 1247 W _{DD} = <u>1440</u> W _T = 6882 Kg/m	4 (A - B) L=3.10 m = 0 = 1894 = <u>468</u> W _T = 2362 Kg/m	4 (B - C) L=3.60 m = 0 = 2009 = <u>468</u> W _T = 2477 Kg/m	4 (C - D') L=5.60 m = 0 = 2407 = <u>468</u> W _T = 2875 Kg/m

CARGAS ACTUANTES SOBRE TRABES

<p>A (F - G) L=4.70 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 2267</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2735 Kg/m</p>	<p>A (G - H) L=3.60 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 2009</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2477 Kg/m</p>	<p>A (H - H') L=3.10 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1793</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2261 Kg/m</p>	<p>6' (A - B) L=3.10 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1798</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2266 Kg/m</p>
<p>6' (B - C) L = 3.60 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 2042</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2510 Kg/m</p>	<p>6' (C - D') L=3.60 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 2452</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2920 Kg/m</p>	<p>6' (D' - E) L=3.30 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1910</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2378 Kg/m</p>	<p>6' (E - F) L= 4.80 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 2348</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2816 Kg/m</p>
<p>6' (F - G) L= 4.70 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 2332</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2800 Kg/m</p>	<p>6' (G - H) L=3.60 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 2042</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2510 Kg/m</p>	<p>6' (H - H') L=3.10 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1798</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2266 Kg/m</p>	<p>6 (F - G) L=4.70 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 2332</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2800 Kg/m</p>
<p>6 (G - H) L=3.60 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 2042</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2510 Kg/m</p>	<p>6 (H - H') L=3.10 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1798</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 2266 Kg/m</p>	<p>H' (3 - 4) L=2.90 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1276</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 1588 Kg/m</p>	<p>H' (4 - 5) L=3.15 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1349</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 1661 Kg/m</p>
<p>H' (5' - 6) L=3.15 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1349</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 1661 Kg/m</p>	<p>H' (6 - 6') L=3.15 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1349</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 1661 Kg/m</p>	<p>H' (6' - 6'') L3.15 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1349</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 1661 Kg/m</p>	<p>H' (6'' - 7) L=2.90 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1276</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 1588 Kg/m</p>
<p>D' (1' - 2) L=3.10 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1799</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 2110 Kg/m</p>	<p>D' (2 - 3) L=3.60 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 2077</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 2389 Kg/m</p>	<p>D' (3 - 4) L=2.90 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1682</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 1944 Kg/m</p>	<p>F (1' - 2) L=3.10 m</p> <p>W_u = 0</p> <p>W_L = 1798</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 2110 Kg/m</p>

CARGAS ACTUANTES SOBRE TRABES

F (2 - 3) L= 3.60 m W _m = 0 W _L = 2088 W _{pp} = <u>312</u> W _r = 2400 Kg/m	F (3 - 4) L = 2.90 m = 0 = 1682 = <u>312</u> W _r = 1994 Kg/m	E (1' - 2) L=3.10 m = 0 = 1798 = <u>312</u> W _r = 2110 Kg/m	E (2 - 3) L= 3.60 m = 0 = 2077 = <u>312</u> W _r = 2389 Kg/m
E (3 - 4) L=2.90 W _m = 0 W _L = 1682 W _{pp} = <u>312</u> W _r = 1994 Kg/m	D' (6 - 6') L=3.15 m = 0 = 1828 = <u>396</u> W _r = 2224 Kg/m	D' (6' - 6'') L=3.15 m = 0 = 1828 = <u>396</u> W _r = 2224 Kg/m	D' (6'' - 7) L=2.90 m = 0 = 1682 = <u>396</u> W _r = 2078 Kg/m
D' (7 - 8) L=3.60 m W _m = 0 W _L = 2077 W _{pp} = <u>396</u> W _r = 2473 Kg/m	D' (8 - 8') L=3.10 m = 0 = 1798 = <u>396</u> W _r = 2194 Kg/m	H (3 - 4) L=2.90 m = 0 = 1682 = <u>1440</u> W _r = 3122 Kg/m	H (4 - 5') L=3.15 m = 0 = 1828 = <u>1440</u> W _r = 3268 Kg/m
H (5' - 6) L=3.15 m W _m = 0 W _L = 1828 W _{pp} = <u>1440</u> W _r = 3268 Kg/m	H (6 - 6') L=3.15 m = 0 = 1828 = <u>1440</u> W _r = 3268 Kg/m	H (6' - 6'') L=3.15 m = 0 = 1828 = <u>1440</u> W _r = 3268 Kg/m	H (6'' - 7) L=2.90 m = 0 = 1682 = <u>1440</u> W _r = 3122 Kg/m
F (1' - 2) L=3.10 m W _m = 0 W _L = 1798 W _{pp} = <u>312</u> W _r = 2110 Kg/m	F (2 - 3) L=3.60 m = 0 = 2088 = <u>312</u> W _r = 2400 Kg/m	F (3 - 4) L=2.90 m = 0 = 1682 = <u>312</u> W _r = 1994 Kg/m	F (6 - 6') L=3.15 m = 0 = 1828 = <u>312</u> W _r = 2140 Kg/m
F (6' - 6'') L=3.15 m W _m = 0 W _L = 2088 W _{pp} = <u>312</u> W _r = 2400 Kg/m	F (6'' - 7) L= 2.90 m = 0 = 1682 = <u>312</u> W _r = 2460 Kg/m	F (7 - 8) L= 3.60 m = 0 = 2088 = <u>312</u> W _r = 2460 Kg/m	F (8 - 8') L=3.10 m = 0 = 1798 = <u>312</u> W _r = 2110 Kg/m

CARGAS ACTUANTES SOBRE TRABES

E (6 - 6') L=3.15 m W _m = 0 W _L = 1828 W _{pp} = <u>312</u> W _T = 2140 Kg/m	E (6' - 6") L=31.5 m = 0 = 1828 = <u>312</u> W _T = 2140 Kg/m	E (6" - 7) L=2.90 m = 0 = 1682 = <u>312</u> W _T = 1994 Kg/m	E (7 - 8) L=3.60 m = 0 = 2077 = <u>312</u> W _T = 2389 Kg/m
E (8 - 8') L=3.10 m W _m = 0 W _L = 1798 W _{pp} = <u>312</u> W _T = 2110 Kg/m			

PLANTA MEZZANINE

CARGAS ACTUANTES SOBRE TRABES

3 (C - D') L=5.60 m W _m = 0 W _L = 2486 W _{pp} = <u>1440</u> W _T = 3926 Kg/m	3 (D' - E) L=3.30 m = 0 = 1894 = <u>1440</u> W _T = 3334 Kg/m	3 (E - F) L=4.80 m = 0 = 2367 = <u>1440</u> W _T = 3820 Kg/m	3 (F - G) L=4.70 m = 0 = 2361 = <u>1440</u> W _T = 3801 Kg/m
3 (G - H) L=3.60 m W _m = 4195 W _L = 2009 W _{pp} = <u>468</u> W _T = 6672 Kg/m	4 (B - C) L=3.60 m = 0 = 2009 = <u>468</u> W _T = 2477 Kg/m	4 (C - D') L=5.60 m = 0 = 2407 = <u>468</u> W _T = 2875 Kg/m	4 (F - G) L=4.70 m = 0 = 2267 = <u>468</u> W _T = 2735 Kg/m
4 (G - H) L=3.60 m W _m = 0 W _L = 2009 W _{pp} = <u>468</u> W _T = 2477 Kg/m	5' (B - C) L=3.60 m = 0 = 1175 = <u>468</u> W _T = 1643 Kg/m	5' (C - D') L=5.60 m = 0 = 2335 = <u>468</u> W _T = 2803 Kg/m	5' (F - G) L=4.70 m = 0 = 1813 = <u>468</u> W _T = 2281 Kg/m

CARGAS ACTUANTES SOBRE TRABES

5' (G - H) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 1175$ $W_{PD} = \underline{468}$ $W_T = 1643 \text{ Kg/m}$	6 (B - C) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 2042$ $W_{PD} = \underline{468}$ $W_T = 2510 \text{ Kg/m}$	6 (C - D ¹) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 2452$ $W_{PD} = \underline{468}$ $W_T = 2920 \text{ Kg/m}$	6 (F - G) L=4.70 m $W_H = 0$ $W_L = 2332$ $W_{PD} = \underline{468}$ $W_T = 2800 \text{ Kg/m}$
6 (G - H) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 2042$ $W_{PD} = \underline{468}$ $W_T = 2510 \text{ Kg/m}$	6' (B - C) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 2042$ $W_{PD} = \underline{468}$ $W_T = 2510 \text{ Kg/m}$	6' (C - D ¹) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 2452$ $W_{PD} = \underline{468}$ $W_T = 2920 \text{ Kg/m}$	6' (D ¹ - E) L=3.30 m $W_H = 0$ $W_L = 1910$ $W_{PD} = \underline{468}$ $W_T = 2378 \text{ g/m}$
6' (E - F) L=4.80 m $W_H = 0$ $W_L = 2348$ $W_{PD} = \underline{468}$ $W_T = 2816 \text{ Kg/m}$	6' (F - G) L=4.70 m $W_H = 0$ $W_L = 2332$ $W_{PD} = \underline{468}$ $W_T = 2800 \text{ Kg/m}$	6' (G - H) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 2042$ $W_{PD} = \underline{468}$ $W_T = 2510 \text{ Kg/m}$	7 (B - C) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 2486$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 3926 \text{ Kg/m}$
7 (C - D ¹) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 2486$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 6926 \text{ Kg/m}$	7 (D ¹ - E) L=3.30 m $W_H = 0$ $W_L = 1894$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 3334 \text{ Kg/m}$	7 (E - F) L=4.80 m $W_H = 0$ $W_L = 2360$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 3920 \text{ Kg/m}$	7 (F - G) L=4.70 m $W_H = 0$ $W_L = 2361$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 3801 \text{ Kg/m}$
7 (G - H ¹) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 2486$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 3926 \text{ Kg/m}$	8 (B - C) L=3.60 m $W_H = 4195$ $W_L = 1044$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 6679 \text{ Kg/m}$	8 (C - D ¹) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 2350$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 3990 \text{ Kg/m}$	8 (D ¹ - E) L=3.30 m $W_H = 0$ $W_L = 1909$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 3349 \text{ Kg/m}$
8 (E - F) L=4.80 m $W_H = 0$ $W_L = 2601$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 4041 \text{ Kg/m}$	8 (F - G) L=4.70 m $W_H = 0$ $W_L = 2413$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 3853 \text{ Kg/m}$	8 (G - H ¹) L=3.60 m $W_H = 4195$ $W_L = 1044$ $W_{PD} = \underline{1440}$ $W_T = 6679 \text{ Kg/m}$	9 (C - D ¹) L=3.60 m $W_H = 0$ $W_L = 1643$ $W_{PD} = \underline{312}$ $W_T = 1955 \text{ Kg/m}$

CARGAS ACTUANTES SOBRE TRABES

<p>9 (D' - E) L=3.30 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 1387</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 1699 Kg/m</p>	<p>9 (E - F) L=4.80 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 1764</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 2076 Kg/m</p>	<p>9 (F - G) L=4.70 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 1588</p> <p>W_{pp} = <u>312</u></p> <p>W_r = 1900 Kg/m</p>	<p>B (2 - 3) L= 3.60 m</p> <p>W_h = 4195</p> <p>W_L = 1044</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 6679 Kg/m</p>
<p>B (3 - 4) L=2.90</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 841</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 2281 Kg/m</p>	<p>B (4 - 5') L=3.15 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 914</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 2354 Kg/m</p>	<p>B (5' - 6) L=3.15 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 914</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 2354 Kg/m</p>	<p>B (6 - 7) L=2.90 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 841</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 2281 Kg/m</p>
<p>B (7 - 8) L=3.60 m</p> <p>W_h = 4195</p> <p>W_L = 1044</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 6679 Kg/m</p>	<p>C (3 - 4) L=2.90 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 841</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 2281 Kg/m</p>	<p>C (4 - 5') L=3.15 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 841</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 2281 Kg/m</p>	<p>C (6 - 6') L=3.15 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 841</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 2281 Kg/m</p>
<p>C (6' - 6'') L=3.15 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 841</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 2281 Kg/m</p>	<p>C (6'' - 7) L=2.90 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 841</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 2231 Kg/m</p>	<p>C (7 - 8) L=3.60 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 1044</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 2484 Kg/m</p>	<p>C (8 - 9) L=3.60 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 1044</p> <p>W_{pp} = <u>1440</u></p> <p>W_r = 2484 Kg/m</p>
<p>D' (3 - 4) L=2.90 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 841</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 1309 Kg/m</p>	<p>D' (6 - 6') L=3.15 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 914</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 1382 Kg/m</p>	<p>D' (7 - 8) L=3.60 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 1044</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 1512 Kg/m</p>	<p>D' (8 - 9) L=3.60 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 1044</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 1512 Kg/m</p>
<p>E (3 - 4) L=2.90 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 841</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 1309 Kg/m</p>	<p>E (6 - 6') L=3.15 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 914</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 1382 Kg/m</p>	<p>E (7 - 8) L=3.60 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 1044</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 1512 Kg/m</p>	<p>E (8 - 9) L=3.60 m</p> <p>W_h = 0</p> <p>W_L = 1044</p> <p>W_{pp} = <u>468</u></p> <p>W_r = 1512 Kg/m</p>

EJE F = EJE D'

EJE G = EJE C

EJE H = EJE B

Donde:

W_m = Peso muro

W_L = Peso losa

W_{pp} = Peso propio

W_T = Carga total

Con la carga total por metro lineal sobre cada trabe se calculan estas.

CALCULO Y REVISION DE ELEMENTOS

La revisión de la estructura la haremos considerando al concreto y al acero trabajando elásticamente y los miembros sujetos a flexión se calcularán tomando en cuenta las siguientes hipótesis:

- 1.- Las secciones rectas de las vigas antes de la deformación permanecerán rectas después de la deformación de aquí que las deformaciones elásticas serán directamente proporcionales a las fuerzas que la originan.
- 2.- El módulo de elasticidad del concreto se supondrá constante.
- 3.- Se considera que el volumen de esfuerzos de tensión los toma íntegramente el acero.

Consideremos ahora, con los conceptos vistos anteriormente, a una viga sujeta a flexión.

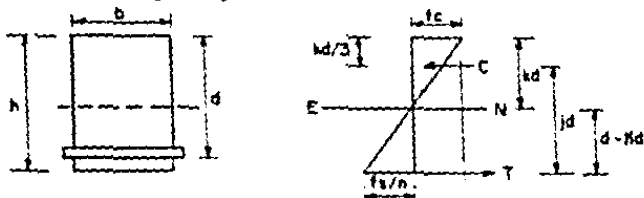


DIAGRAMA DE ESFUERZOS

C = Compresión

T = Tensión

E N = Eje Neutro

Los módulos de elasticidad del acero y concreto fueron los indicados en las normas técnicas complementarias.

CONSTANTES DE CALCULO PARA LA REVISION

$$E_s = 2,000,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 8,000 \sqrt{f'c} = 8000 \sqrt{250} = 126,491 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,000,000 \text{ Kg/cm}^2}{126,491 \text{ Kg/cm}^2} = 15.81$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{2000}{(15.81)(112.5)}} = 0.470$$

$$f_s = 0.50 f_y = (0.50) (4000 \text{ kg/cm}^2) = 2000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = (0.45) (250 \text{ kg/cm}^2) = 112.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.470}{3} = 0.843$$

$$K = R = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} (112.5) (.421) (.843) = 20.70$$

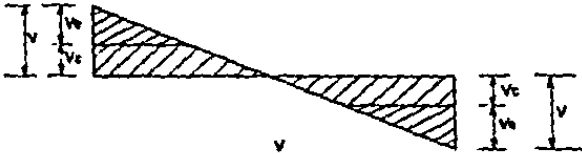
Porcentaje mínimo de acero por flexión $\frac{14}{f_y}$ (ACI).

donde:

- Es = Módulo de elasticidad del acero.
- Ec = Módulo de elasticidad del concreto.
- n = Relación Es/Ec
- k = Profundidad unitaria del eje Neutro.
- j = Brazo unitario del par resistente.
- fs = Esfuerzo permisible del acero.
- fc = Esfuerzo permisible del concreto.

REVISIÓN POR CORTANTE

El esfuerzo cortante es producido por la fuerza cortante y es absorbido mediante estribos.



donde:

V = fuerza cortante

V_c = Cortante que absorbe el concreto

w_d = Capacidad que absorbe el estribo

La fuerza a absorber con estribos en la proximidad del apoyo es:

$$V' = V - wd - Vc$$

donde:

V' = fuerza cortante a absorber

V = Cortante en apoyo

w_d = Carga que corresponda a la ménsula

A una distancia "x" del apoyo

$$V' = V - wx - Vc - P_i \text{ (en el intervalo "x")}$$

El cortante máximo permisible $V_{\max \text{ perm}} = (1.32 \sqrt{f'c}) bd$

La separación de estribos es:

$$\text{Sep} = \frac{A_v f_v d}{V}$$

donde:

A_v = (Area del estribo) x (No. de Ramas)

f_v = 2000 kg/cm² para varilla de alta resistencia
1125 kg/cm² para alamborón de 1/4" Ø

d = Peralte efectivo

Estribos para absorber efectos de temperatura:

$A_{st/m}$ = 0.0015 x b x 100 (para acero de alta resistencia)

$A_{st/m}$ = 0.020 x b x 100 (para alamborón de 1/4" Ø)

La separación:

$$\text{Sep} = \frac{100 A_v}{A_{st/m}}$$

ESFUERZO DE ADHERENCIA

Se determinan los esfuerzos de adherencia por medio de la fórmula

$$U = \frac{V}{\sum o_j d}$$

$$U = \frac{2.3}{0} \frac{f'c}{25} \text{ kg/cm}^2$$

$$U = \frac{3.2}{0} \frac{f'c}{35} \text{ kg/cm}^2 \text{ lecho inferior}$$

donde:

U = Esfuerzo unitario de adherencia entre Kg.cm²

V = Cortante vertical máximo en Kgs.

$\sum o_j$ = Suma de perímetros de las varillas longitudinales

TRABES

Quando el momento resistente sea mayor al momento flexionante, las trabes se considerarán como balanceadas, y su area de acero se calculará con la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{M_{flex}}{f_s j d}$$

$$A_{s\ temp} = pbd = 0.0018\ bd$$

$$A_{s\ min} = \frac{1}{3} A_s$$

Las secciones en donde el momento flexionante es mayor que el momento resistente, se calcularán como doblemente armadas con las siguientes fórmulas:

$$\text{Acero a tensión} \quad A_{s_1} = \frac{M_{kc}}{f_s j d}$$

$$\text{Acero en compresión} \quad A'_s = \frac{M_{flex} - M_{kc}}{f_{sc} (d - d')}$$

$$\text{donde } f_{sc} = (2n - 1) \left(\frac{kd - d'}{kd} \right) f_c \leq f_s$$

$$M_{RESIST} = kbd^2$$

donde:

- A_s = Area de acero
- M_{flex} = Momento flexionante
- M_{kc} = Momento resistente del concreto
- f_{sc} = Esfuerzo del acero trabajando a compresión
- M_{resist} = Momento resistente

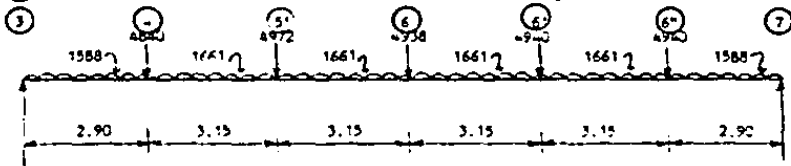
Las trabes exteriores A, H', 1' y 8', en todos los niveles pueden estar apoyadas de dos formas, la primera es que la trabe esté simplemente apoyada en sus extremos, con carga -

repartida a todo lo largo y cargas puntuales, y la segunda, que se encuentre la trabe apoyada en todos sus ejes, sin -- cargas concentradas.

PLANTAS TIPO 2, 3, 4, 5ª (AZOTEA)

EJES A, H'

Se revisará si la trabe trabaja apoyando en los ejes ② y ⑦ con cargas concentradas en los demás ejes.



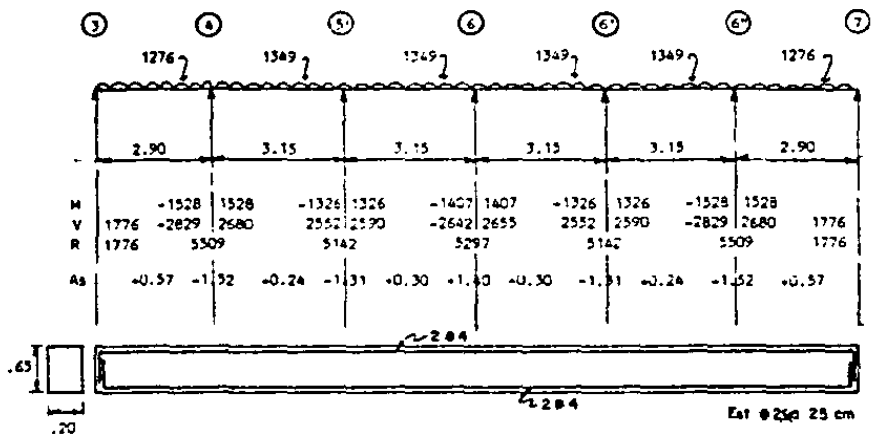
$$M_{\text{②}} = \frac{wL^2}{8} \cdot \left[(4240)(2.90)(15.5)^2 + (4972)(6.05)(12.35)^2 + (4938)(9.20)(9.20)^2 + (4940)(12.35)(6.05)^2 + (4940)(15.5)(2.90)^2 \right] \frac{1}{(18.40)^2} = 3,964,009 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{RESIST}} = kb^2 = (20.70)(20)(60)^2 = 1,490,400 \text{ kg-cm} < 3,964,009 \text{ kg-cm}$$

El M RESIST es mucho menor que el momento actuante, por lo -- tanto no trabaja así, va a trabajar de la siguiente forma, -- apoyada en las traves:

Nota: Todas las distancias están en metros, las cargas puntuales en kilogramos, las cargas uniformemente repartidas en kilogramo sobre metro. La Escala de las traves a 1:125, a menos de que esté indicada.

Se calcula como viga continua

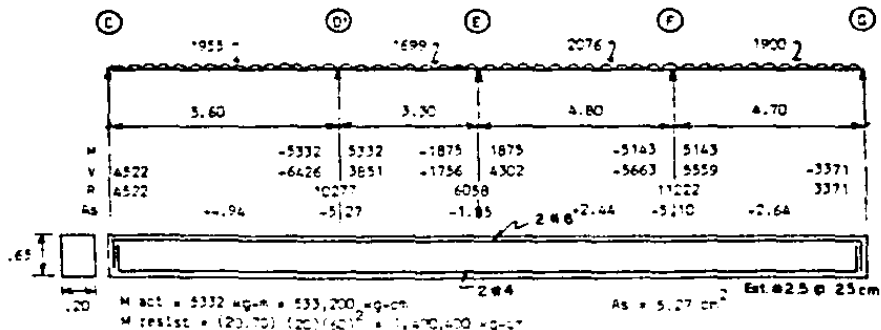


$$M \text{ act.} = 1528 \text{ kg-m} = 152,800 \text{ kg-cm} < M \text{ resist}$$

$$A_s = \frac{152,800}{2000 \times 0.843 \times 60} = 1.52 \text{ cm}^2$$

TRABE

EJE 1' y B'



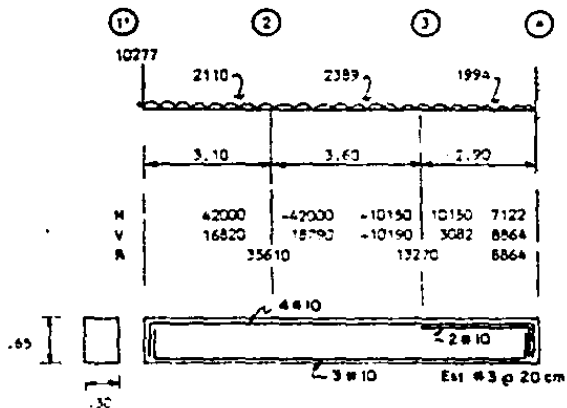
$$M \text{ act.} = 5332 \text{ kg-m} = 533,200 \text{ kg-cm}$$

$$M \text{ resist} = (20,700) (20,700) / (20,000) = 1,470,400 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = 5.27 \text{ cm}^2$$

TRABE

EJE D' Y F (1' - 4)



Momento máximo = 42,000 kg-m = 4,200,000 kg-cm

Momento Resist = (20.70) (30) (60)² = 2,235,600 kg-cm

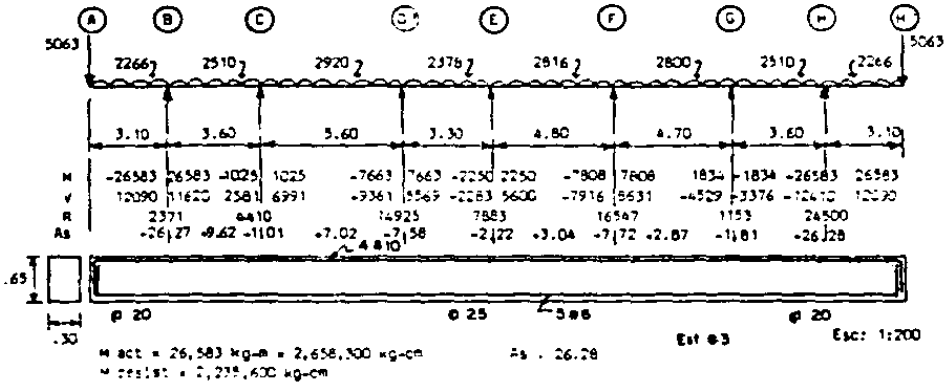
Revisión como elemento armado:

$$A_s = \frac{4,200,000}{2000 \times 0.843 \times 60} = 41.52 \text{ cm}^2 \quad 7 \# 10 = 55.38 \text{ cm}^2$$

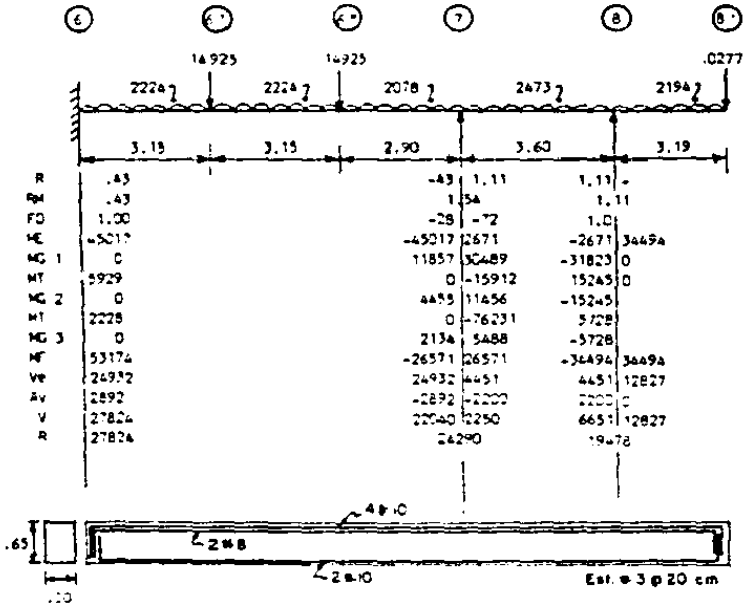
$$f_s = (2 (15 - 91 - 11) \left[\frac{.470 (60) - 5}{-.470 (60)} \right]) 112.5 = 2926.5 > 2000 \quad \text{Rige}$$

$$A's = \frac{4,200,000 - 2,235,600}{2000 (55)} = 17.85 \text{ cm}^2$$

TRABE
EJE 6' y 6" (A - H')



TRABE
EJE D' y F (6 - 8')



M act máx. = 53,174 kg-m = 5,317,400 kg-cm

M resist = 2,235,600 kg-cm

Revisión como docilmente armada:

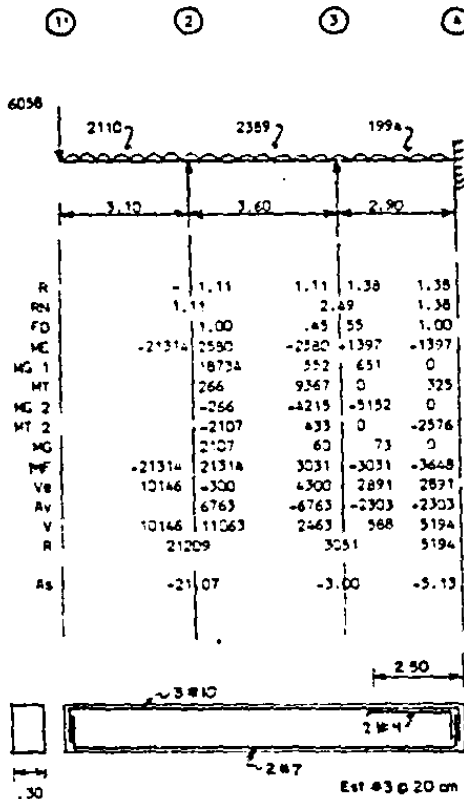
$$A_s = 41.74 \text{ cm}^2$$

$$f_{sc} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A's = 28.02 \text{ cm}^2$$

TRABE

EJE E



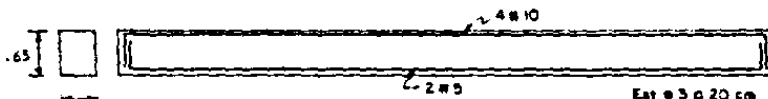
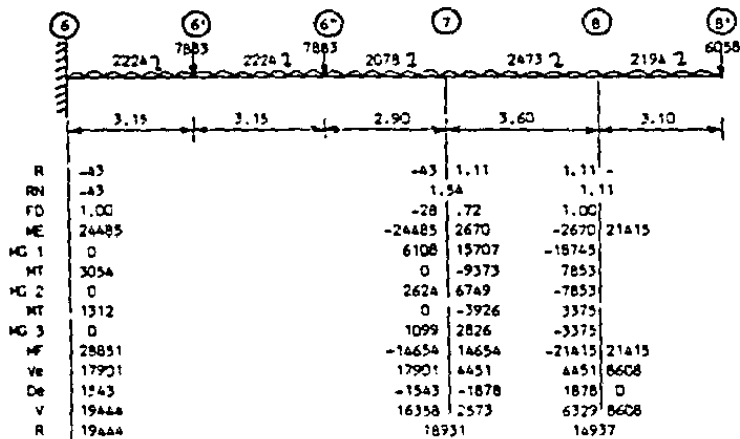
M act máx. = 21,314 kg-m = 2,131,400 kg-cm

M resist = 2,235,600 kg-cm

$$A_s = 21.0 \text{ cm}^2$$

$$A's = 2.12 \text{ cm}^2$$

TRABE
EJE E (6 - 8')



$$M = \frac{w \cdot L^2}{12} + \frac{(7883)(3.15)(6.05)^2 + 7883(6.30)(2.90)^2}{(9.20)^2} = 24,485 \text{ kg-m}$$

$$M_{act} \text{ d.a.} = 28,851 \text{ kg-m} = 2,885,100 \text{ kg-cm}$$

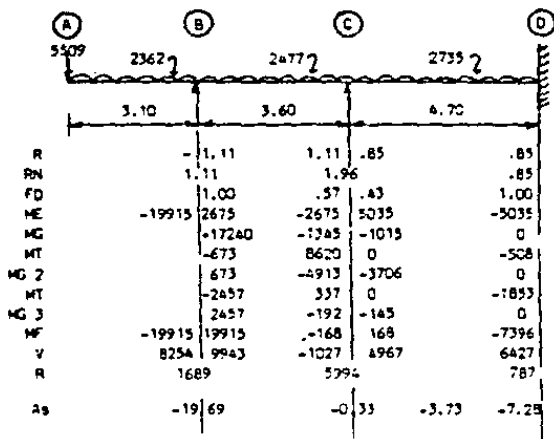
$$M_{resist} = 2,235,600 \text{ kg-cm}$$

$$As_1 = 20.52 \text{ cm}^2$$

$$f_{sc} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A's = 3.90 \text{ cm}^2$$

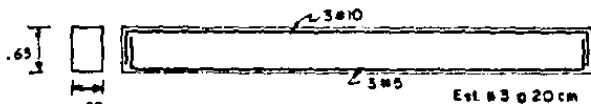
TRABE
EJE 4 (A - D') = (F - H')



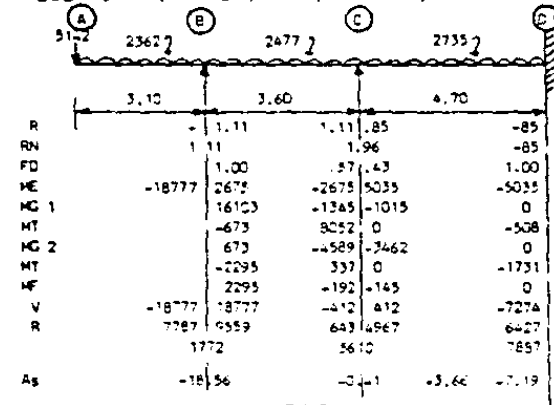
M act = 1,991,500 kg-cm

M resist = 2,235,600 kg-cm

As = 19.68 cm²



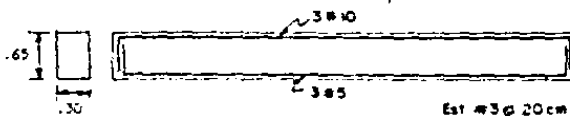
TRABE
EJE 5' (A - D) = (F - H)



M act = 1,877,700 kg-cm

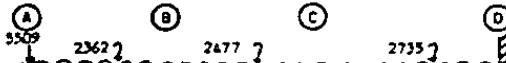
M resist = 2,235,600 kg-cm

As = 18.56 cm²



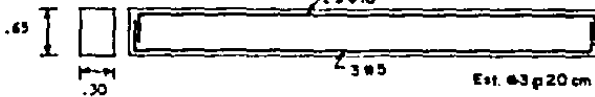
TRABE

EJE 6 (A - D') = EJE 4 (A - D')



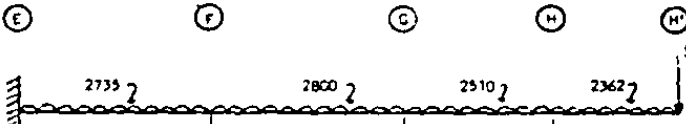
MF	-19915	19915	-168	168	-7396
V	8254	9943	-1027	4967	6427
R	1689		55994		787
As	19.69		0.17	-3.72	-7.28

M act = 1,991,500 kg-cm
 M resist = 2,235,600 kg-cm
 As = 19.68 cm²

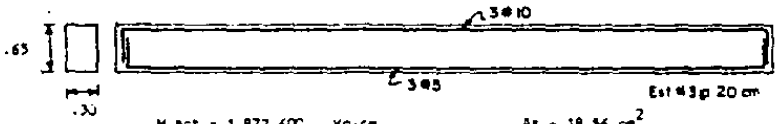


TRABE

EJE 6 (E - H')



R	-87	-87	.85	-85	1.11	1.11	-
RN	-87		1.72		1.96		1.11
FD	1.00	.51	.49	.43	.57	1.00	
ME	4823	-4823	5154	-5154	2711	-2711	18776
MG	D	-169	-162	+1050	+1393	16063	
MT	-85	0	-525	-81	8033	+697	
MG 2	0	268	257	-3413	-4533	-697	
MT	134	0	-1710	129	349	-2267	
MG 3	D	872	838	-206	-272	2267	
MF	-372	-3852	3852	-7681	+7681	-18776	18776
As	42.83	3.81	-1.94	-7.59		-18.56	

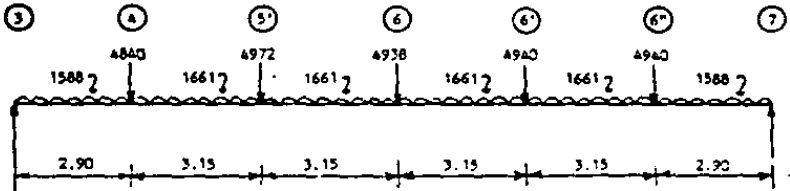


M act = 1,877,600 kg-cm
 M resist = 2,235,600 kg-cm
 As = 18.56 cm²

PLANTA PRINCIPAL

TRABE
EJE A, H'

Se revisará si la trabe trabaja apoyando en los ejes (3) y (7)
con cargas concentradas en los demás ejes.



$$\Sigma M_3 = \frac{w \cdot l^2}{8} \cdot \left[(4840 (2.90) (15.5)^2 + (4972) (6.05) (12.35)^2 + (4938) (9.20) (9.20)^2 + (4940) (12.35) (6.05)^2 + (4940) (15.5) (2.90)^2 \right] \frac{1}{(18.40)^2} =$$

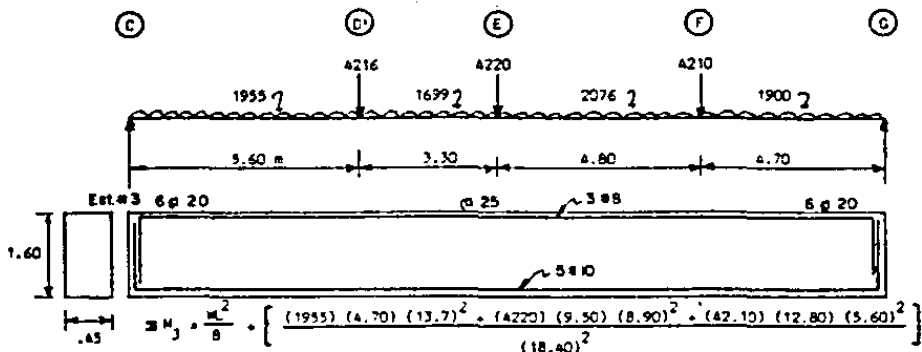
$$M \text{ act máx.} = 3,964,009 \text{ kg-cm}$$

$$M \text{ resist} = (20.70) (30) (162.5)^2 = 16,398,281 \text{ kg-cm}$$

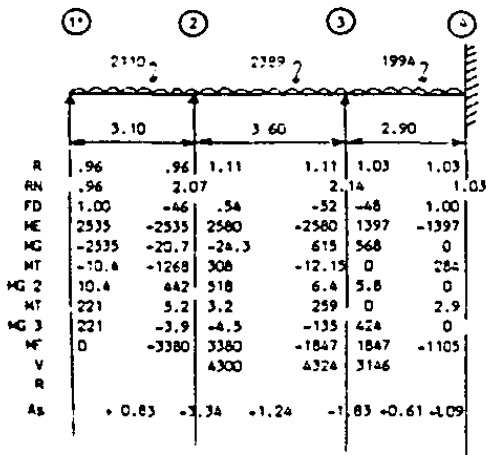
El M resist es mucho mayor que el momento actuante, por lo tanto sí trabaja así:

De igual forma se revisarán los EJES 1' y 9

TRABE
EJE 1' Y 9



TRABE EJE D' = EJE F (1' - 4)

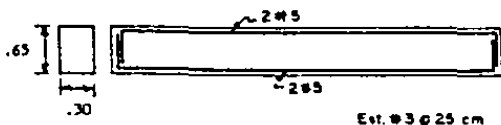


$M_{act} \max = 338,000 \text{ kg-cm}$

$M_{resist} = 2,235,600 \text{ kg-cm}$

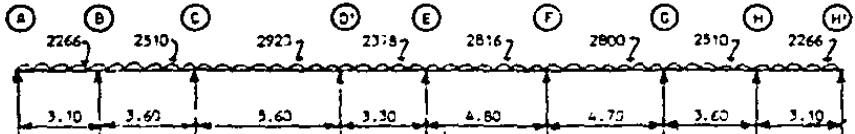
$M_{act} < M_{resist}$

$A_s = 3.34 \text{ cm}^2$

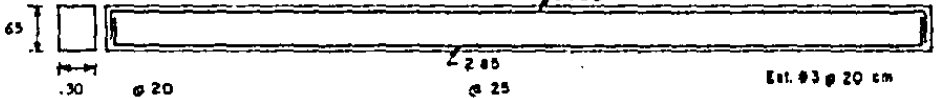


TRABE

EJE 6' Y 6" (A - H') Sección 30 x 65



R	-.96	.96	1.11	1.11	.71	.71	1.21	1.21	.83	.83	.85	-.85	1.11	1.11	.96	.96
RN	-.96	2.07		1.82		1.92		204		1.68		1.96		2.07		.96
FD	1.00	.46	.24	-.61	-.29	.37	.63	.59	.41	-.49	-.51	-.43	.57	-.54	-.46	1.00
ME	2722	-2722	2711	-2711	7631	-7631	2158	-2158	5407	-5407	5154	-5154	2711	-2711	2722	-2722
MG	-2722	56		-3001	-1427		2025	3468	-1917	-1332		124	129	1050	1393	-6
MT	2.5	-1361	1500		3	1013		-713	-959		1724	62	-666	525		65
MG2	-2.5	-64	-75		-620	-295		619	1054	-1053	732		69	72		-27
MT	32	-1.3	310		-38	310		-148	-527		528	35	-366	-14		36
MG3	32	143	169		-166	-79		250	425	-332	-231		186	194		-254
MF	0	-4000	4000		-6533	6533		-5598	5599		-3208	3208		-6060	6060	
Ve	35'2	3512	4518		4518	8176		8176	3923		3923	6758		6758	6580	
Vv	-1250	1250	-703		703	167		-167	725		-725	-582		582	379	
V	2222	4802	2815		5221	8343		8009	4648		3195	6176		7340	6959	
R	2222	8617			13564	72657		7883	14798		54	7391				
As		0.71	3.95		-6.46	5.31		-5.33	-3.17	3.43	-5.99	2.51		2.51	-1.44	-0.91



Esc: 1:200

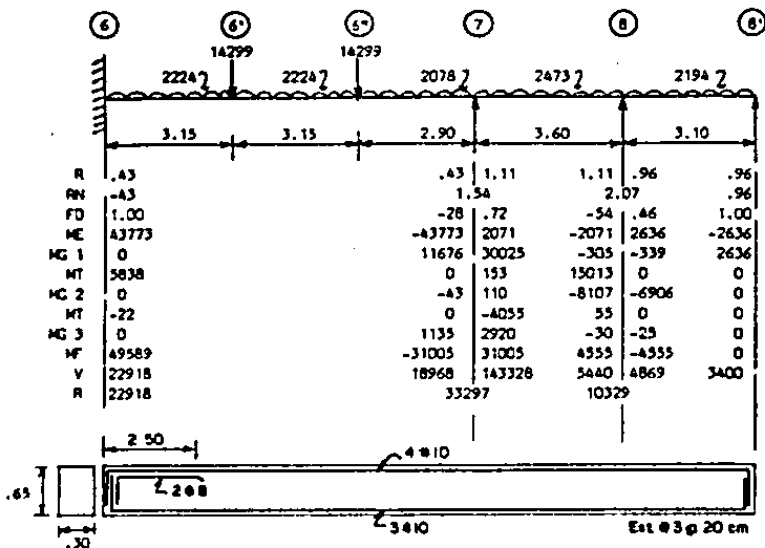
$$M_{resist} = 2,235,600$$

$$M_{act\ máx.} = 6333 \text{ kg-m} = 633,300 \text{ kg-cm} < 2,235,600 \text{ kg-cm}$$

$$As = 6.46 \text{ cm}^2$$

TRABE

EJE D' y EJE F (6 - 8')



$$M = \frac{w \cdot l^2}{12} \cdot \frac{(14299)(3.15)(6.05)^2 + (14299)(6.30)(2.90)^2}{(9.20)^2} = 43,773 \text{ kg-cm}$$

M máx. act = 4,958,900 kg-cm

M resist = 2,235,600 kg-cm

Revisión como doblemente armada.

$$A_s = 49.02 \text{ cm}^2$$

$$f_{ac} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A's = 24.74 \text{ cm}^2$$

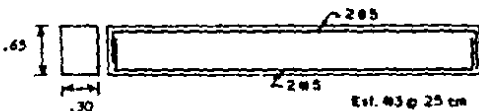
TRABE
EJE E (1' - 4)

	①	②	③	④	
	2110 ?	2389 ?	1994 ?		
	3.10	3.60	2.90		
R	.96	.96	1.11	1.11	1.38
RN	.96	2.07		2.49	1.38
FD	1.00	.46	.54	-.65	-.55
ME	2535	-2535	2860	-2580	1397
MG 1	-2533	-21	-24	532	651
MT	0	0	266	-12	0
MG 2	0	122	-144	5	7
MT	0	0	2.5	-.72	0
MG 3	0	1.2	1.3	32	40
M	0	-2677	2677	-2095	2095
As	+1.18	-2.64	+1.46	-2.07	4.90

M act = 267,700 kg-cm

M resist = 2,235,600 kg-cm

As = 2.64 cm²

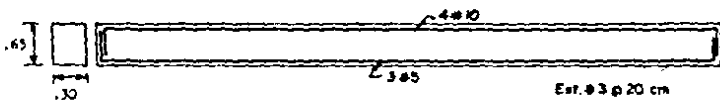


TRABE
EJE E (6 - 8')

	⑥	⑥'	⑥''	⑦	⑧	⑧'
	2224 ?	7863	2224 ?	7863	2078 ?	2473 ?
	3.15	3.15	2.90	3.60	3.10	
R	.43			.43	1.11	1.11
RN	.43			1.54	2.07	.96
FD	1.00			.28	.72	.54
ME	24485			-24485	2671	-2671
MG 1	0			6108	15707	19
MT	3054			0	9.5	7854
MG 2	0			-2.7	-6.9	-4241
MT	-1.4			0	-2121	-3.5
MG 3	0			594	1527	1.9
M	27538			-17786	17786	959

M act = 2,793,800

M resist = 2,235,600



$$A_s_1 = 27.22 \text{ cm}^2$$

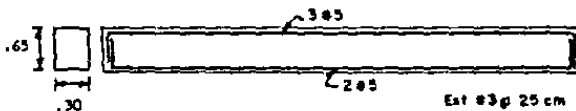
$$f_{sc} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A's = 4.71 \text{ cm}^2$$

TRABE

EJE 4 y 5 (A - D) = (F - H) = EJE 6 (A - D')

	(A)	(B)	(C)	(D)		
	3.10	3.60	4.70			
R	.97	.97	1.11	1.11	.85	-85
RN	.97	2.08	1.96			-85
FD	1.00	.47	.53	.57	.43	1.00
ME	1891	-1891	2675	-2675	5035	-5035
MG	1891	.368	-416	-1345	-1015	0
MT	0	0	-673	-208	0	-508
MG 2	0	316	357	119	69	0
MT 0	0	0	60	179	0	45
MG 3	0	-28	32	-102	-77	0
MF	0	-1971	1971	-4032	4032	5498
A _s	+1.83	-1.95	+2.99	-3.99	+2.75	-5.43

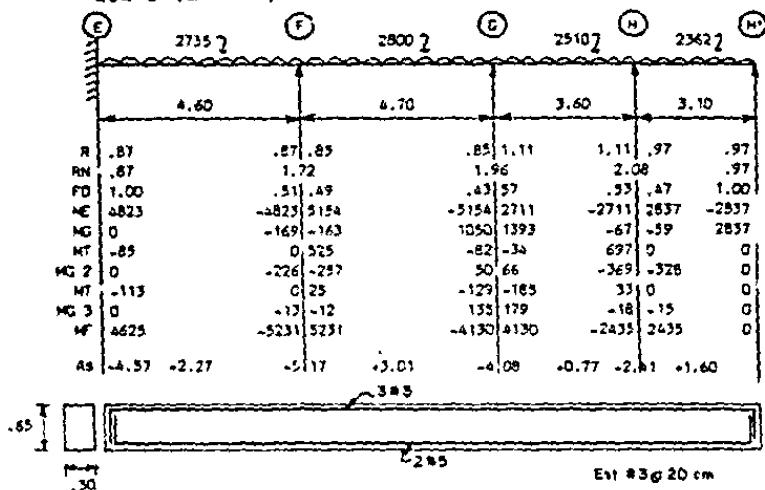


$$M_{act} = 549,800 \text{ kg-cm}$$

$$M_{resist} = 2,235,600 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = 5.43 \text{ cm}^2$$

TRABE
EJE 6 (E - H')



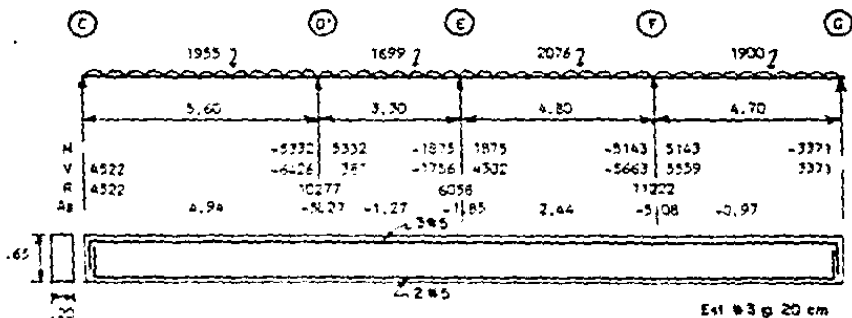
M act = 462,500 kg-cm
M resist = 2,235,600 kg-cm

As = 4.57 cm²

PLANTA MEZZANINE

La trabe del EJE 8' trabaja de la misma forma que la trabe 8' de las plantas tipo, por lo tanto:

TRABE
EJE 8'

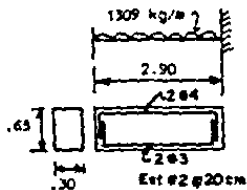


Momento máximo = 533,200 kg-cm

$A_s = 5.27 \text{ cm}^2$

Momento resist = 1,490,400 kg-cm

TRABE
EJE D' Y F (3, 4)



$$M_{\text{máx.}} = \frac{wL^2}{8} = 137,608 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{resist}} = 2,235,600 \text{ kg-cm}$$

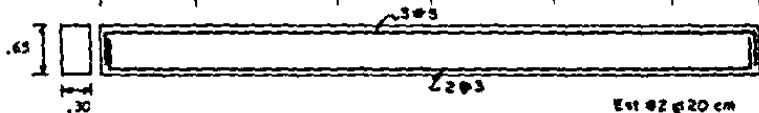
$$A_s = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 0.45 \text{ cm}^2$$

TRABE
EJE 6' = EJE 6" (B - H)

	(B)	(C)	(D')	(E)	(F)	(G)	(H)
	2510	2920	2378	2816	2800	2510	
	3.60	5.60	3.30	4.80	4.70	3.60	
M	-836	6836	-5661	5661	-3188	3188	6020
V	2619	-6417	8386	7966	4673	-3174	6168
R	2619	14800	12640	9342	14270	11990	3286
A_s	+0.62	-4.76	+1.40	-3.60	-1.17	-3.15	+1.35
							-3.95
							+1.36
							-4.39
							+1.28

Esc: 1:200



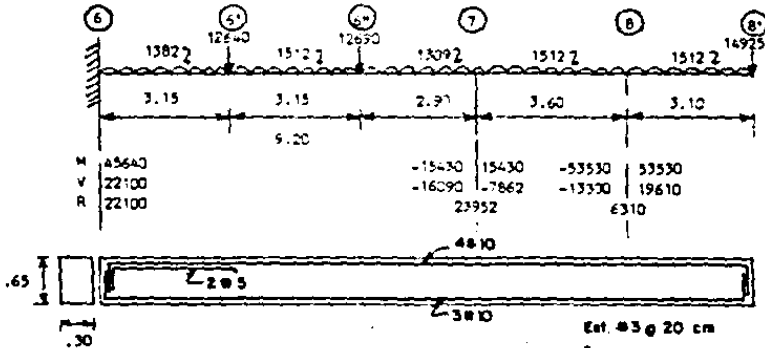
$$M_{\text{act}} = 606,300 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{resist}} = 2,235,600 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = 4.82 \text{ cm}^2$$

TRABE

EJE D' = EJE F (6 - 8')



$M_{act} = 4,564,000 \text{ kg-cm}$

$A_s = 41.11 \text{ cm}^2$

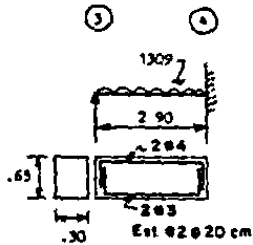
$M_{resist} = 2,235,600 \text{ kg-cm}$

$f_{sc} = 2000 \text{ kg/cm}^2$

$A'_s = 21.16 \text{ cm}^2$

TRABE

EJE E 3 - 4



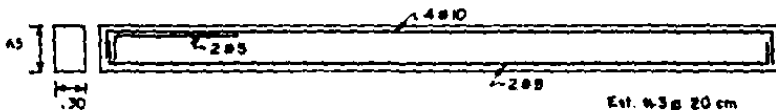
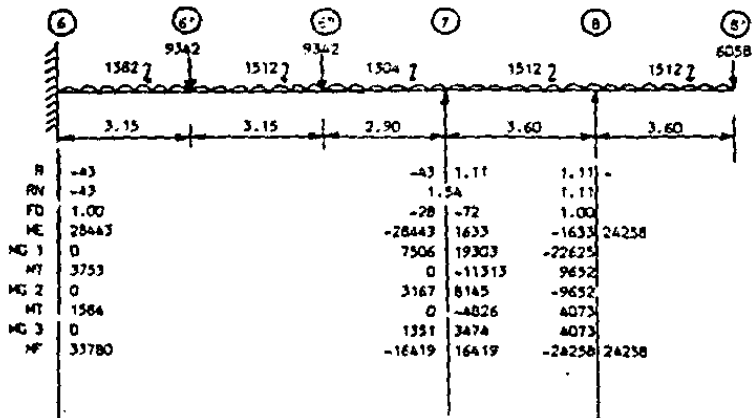
$M = \frac{wL^2}{8} = 137,608 \text{ kg-cm}$

$M_{resist} = 2,235,600 \text{ kg-cm}$

$A_s = 1.36 \text{ cm}^2$

$A_{s \text{ min}} = 0.45 \text{ m}^2$

TRABE
EJE E (6 - 8')



M act = 3,378,000 kg-cm

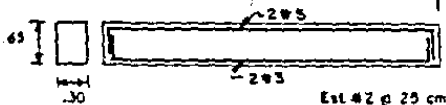
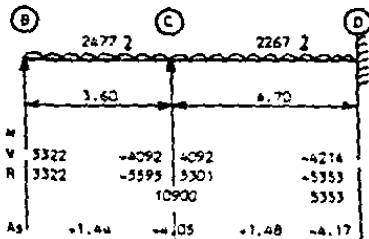
M resist = 2,235,600 kg-cm

$A_s_1 = 33.39 \text{ cm}^2$

$f_{sc} = 2000 \text{ kg/cm}^2$

$A_s = 10.39 \text{ cm}^2$

TRABE
EJE 4 = EJE 6 B - D

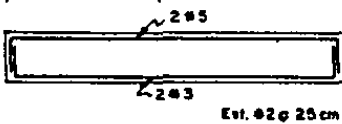
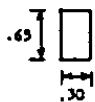
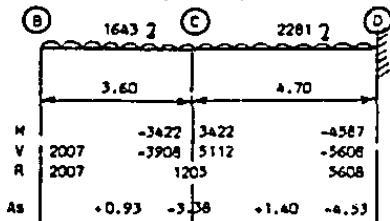


M act = 421,400 kg-cm

As = 4.17 cm²

M resist = 2,235,600 kg-cm

TRABE
EJE 5' (B - D)



M act = 458,700 kg-cm

M resist = 2,235,000 kg-cm

As = 4.53 cm²

ANALISIS SISMICO

Para analizar la acción del sismo sobre la estructura, nos basaremos en lo que marca el Nuevo Reglamento de Construcción del Distrito Federal, del 3 de Julio de 1987, apoyado con las Normas Técnicas Complementarias.

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

Según la clase de edificio, éste cae dentro del grupo "B", (Art. 174-II Título Sexto, Cap. I), que son construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales.

De acuerdo con el tipo de suelo, nuestro edificio cae dentro de la Zona I, Lomas (Art. 219, Cap. VIII) formadas por rocas o suelos, generalmente firmes, que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos, relativamente blandos. Es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.

Con la clase de edificio y tipo de suelo el coeficiente sísmico

mico "C" es igual a 0.16.

Ya que nuestra estructura está formada por la combinación de marcos y muros de concreto, relativamente regular y simétrica (en resistencias y rigideces), usaremos el Método de ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO DE EDIFICIOS, que determina las fuerzas sísmicas, de diseño y repartirlas a los elementos estructurales.

Las fuerzas, debido a traslación pura del edificio, se obtienen de la misma manera que en el Método simplificado, con la fórmula:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad W_r \frac{C}{Q}$$

donde:

- W_i = peso por nivel
- h_i = altura del entrepiso
- W_r = peso total estructura
- C = coeficiente sísmico
- Q = Coeficiente de Ductilidad (factor de comportamiento - Sísmico).

Se usará Q = 3, ya que hay muros ligados a la estructura, - (piezas macizas). La Resistencia de todos los entrepisos es suministrada por columnas de concreto reforzado con losas - planas, por marcos de concreto reforzado, por muros de este material y combinación de éstos.

PESOS POR NIVEL

Carga Viva + Carga Muerta = 870 kg/m²
CV + CM

Azotea, 4º, 3º, 2º, 1º y Planta Principal

$$(870 \text{ kg/m}^2) \times (32.80 \text{ m} \times 32.80 \text{ m}) = 935,981 \text{ kg.}$$

$$\text{Trabes } (1440 \times 147.2 + 312 \times 107.1) = \underline{245,383 \text{ kg}}$$

$$\text{Mezzanine} \quad \quad \quad 1180.3 \text{ Ton}$$

$$(870 \text{ kg/m}^2) \times (32.80 \text{ m} \times 25.60 \text{ m}) = 730,522 \text{ kg}$$

$$\text{Trabes } (1440 \times 110.2 + 312 \times 107.1) = \underline{192,103 \text{ kg}}$$

$$\underline{922.62 \text{ Ton}}$$

$$C_s = 0.16 \quad F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad \frac{C_s}{Q} \quad W_r$$

$$Q = 3.$$

Nivel	W _i	h _i	W _i h _i	(Para X y V)		
				f _i	v _i	
A	1180.30	24.20	28 563.26	109.14	104.14	Ton.
4	1180.30	19.90	23 487.97	89.74	198.88	Ton.
3	1180.30	15.60	18,412.68	70.33	269.23	Ton.
2	1180.30	11.30	13,337.39	50.96	320.14	Ton.
M	922.62	7.00	6,458.34	31.65	351.84	Ton.
P.P.	<u>1180.30</u>	2.70	<u>3,186.81</u>	12.17	364.01	Ton.

$$W_r = 6824.12 \text{ Ton} \quad \quad \quad 95,250.21$$

Estas fuerzas se distribuyen en cada nivel, según la rigidez del entrepiso de los marcos y muros. Esto siempre y cuando el sistema de piso se comporte como cuerpo rígido, esto -- quiere decir que no tenga deformaciones en su plano.

RIGIDECES DE ENTREPISO.

FORMULAS DE WILBUR.

La rigidez de entrepiso es la relación entre la fuerza cortante absorbida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo, entre los -- dos niveles que lo limitan.

Las fórmulas de Wilbur presentan las siguientes hipótesis:

- 1.- Los giros en todos los nudos de un nivel y de dos niveles adyacentes son iguales, excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento.
- 2.- Las fuerzas cortantes en los dos entrepisos adyacentes - al que interesa son iguales a la de éste.

Para el primer entrepiso

$$R_1 = \frac{4BE}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\epsilon k c_1} + \frac{h_1 + h_2}{\epsilon k t_1} + \frac{h_2}{\epsilon k c_1} \right]}$$

Segundo entrepiso

$$R_2 = \frac{4BE}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\epsilon k c_2} + \frac{h_1 + h_2}{\epsilon k t_1} + \frac{h_2 + h_3}{\epsilon k t_2} \right]}$$

Para entrepisos intermedios

$$R_n = \frac{4BE}{h_n \left[\frac{4h_n}{\epsilon k c_n} + \frac{h_n + h_{n-1}}{\epsilon k t_n} + \frac{h_n + h_{n+1}}{\epsilon k t_n} \right]}$$

dónde:

- Rn = Rigidez del entrepiso en cuestión
- ktn = Rigidez (I/L) de vigas entrepiso n
- Kcn = Rigidez (I/L) de columnas entrepiso
- hn = altura entrepiso n
- m, n, o = índices que identifican tres niveles consecutivos

TRABES

$$T-1 \quad 30 \times 65 = \frac{bh^3}{12} = 686\,563 \quad \text{cm}^4$$

$$T-1A \quad 20 \times 65 = \frac{bh^3}{12} = 357\,708 \quad \text{cm}^4$$

EJE 3	40 x 180	=	$\frac{bh^3}{12}$	=	13,653,333	cm ⁴
	40 x 150	=	$\frac{bh^3}{12}$	=	11,250,000	cm ⁴
TF-1	45 x 160	=	$\frac{bh^3}{12}$	=	15,360,000	cm ⁴
TF-2	30 x 167.3	=	$\frac{bh^3}{12}$	=	11,748,354	cm ⁴
	40 x 110	=	$\frac{bh^3}{12}$	=	4,436,667	cm ⁴

COLUMNAS

Se tomará todo el Momento de Inercia de los muros apoyados; en los que están en cantiliver no se tomarán en cuenta.

PLANTA PRINCIPAL

$$I_x = \frac{40 \times (270)^2}{12} = 65,610,000 \text{ cm}^4 ; I_y = \frac{(40)^3 \times 270}{12} = 1,440,000 \text{ cm}^4$$

PLANTA MEZZANINE Y PLANTAS TIPO

$$I_x = \frac{40 \times (430)^2}{12} = 265,023,333 \text{ cm}^4 ; I_y = \frac{(40)^3 \times 430}{12} = 2,299,333 \text{ cm}^4$$

PRIMER ENTREPISO (Planta Principal)

EJE "X"

TRABES

COLUMNAS

$$\text{EJE A y I} \quad \frac{1}{L} = 6365 \text{ cm}^3 \times 2 = 12,716 \text{ cm}^3$$

$$\frac{65,610,000}{360 \text{ cm}} \text{ cm}^3 = 182,250 \text{ cm}^3$$

$$\text{EJE B y H} \quad = 7420 \text{ cm}^3 \times 2 = 14,840 \text{ cm}^3$$

$$182,250 \text{ cm}^3 \times 8 = 1,458,000 \text{ cm}^3$$

EJE "X"

TRABES

COLUMNAS

$$\text{EJE C y G } 9752 + 2 \times 11 = 12,163 \text{ cm}^3 \times 2 = 24,326 \text{ cm}^3 \quad \frac{1,440,000}{360} = 4000 \times 12 = 48,000 \text{ cm}^3$$

$$\text{EJE D' y F} \quad = \quad 212 \text{ cm}^3 \times 2 = \quad 424 \text{ cm}^3$$

$$\text{EJE E} \quad = \quad 212 \text{ cm}^3 \quad \Sigma t = 52,518 \text{ cm}^3 \quad \Sigma c = 1,506,000 \text{ cm}^3$$

$$R_{1x} = \frac{48E}{1.25} = 38.2 E$$

$$270 \left[\frac{4(2,70)}{1,506,000} + \frac{(270) + (430)}{52,518 + \frac{1,506,000}{12}} \right]$$

EJE Y

TRABES

COLUMNAS

$$\text{EJE 1} \quad 8347 \text{ cm}^3$$

$$\text{EJE 2} \quad 5333 \text{ cm}^3$$

$$\text{EJE 3} \quad 10971 + 2 \times 11 = 13,382 \text{ cm}^3 \quad \frac{65,610,000}{360} \times 12 = 2,187,000 \text{ cm}^3$$

$$\text{EJE 4} \quad 212 \text{ cm}^3$$

$$\text{EJE 5} \quad 587 \times 2 = 1174 \text{ cm}^3 \quad \frac{1,440,000}{3.60} \times 8 = 32,000 \text{ cm}^3$$

$$6, 6a \text{ y } 6b \quad 212 \text{ cm}^3 \times 3 = 636 \text{ cm}^3$$

$$\text{EJE 7} \quad 13387 \text{ cm}^3$$

$$\text{EJE 8} \quad 18962 \text{ cm}^3$$

$$\text{EJE 9} \quad 6385 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma t = 67,813 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma c = 2,219,000 \text{ cm}^3$$

$$R_{1y} = \frac{48E}{0.87} = 54.59 E$$

$$270 \left[\frac{4(270)}{2,219,000} + \frac{700}{67,813 + \frac{2,219,000}{12}} \right]$$

20. ENTREPISO

MEZZANINE

EJE X

TRABES

COLUMNS

EJE B y H $4825 \times 2 = 9,649 \text{ cm}^3$

$$\frac{265,023,333}{430} \times 8 = 4,930,666 \text{ cm}^3$$

EJE C y G $(7813 + 2411)^2 = 20,448 \text{ cm}^3$

EJE D y F $268 \times 2 = 536 \text{ cm}^3$

$$\frac{2,293,333}{430} \times 12 = 63,999 \text{ cm}^3$$

EJE E

268 cm^3

$\Sigma t = 30,868 \text{ cm}^3$

$\Sigma c = 4,994,665 \text{ cm}^3$

$$R_{2x} = \frac{ABE}{430 \left[\frac{A(A30)}{4,994,665} + \frac{270 + A30}{30,868 + \frac{4,994,665}{12}} + \frac{A30 + A30}{30,868} \right]} = \frac{ABE}{12.80} = 3.74 E$$

EJE Y

TRABES

COLUMNS

EJE 3 $4,683 \text{ cm}^3$

EJE 4 268 cm^3

EJE 5 392 cm^3

EJE 6 268 cm^3

6a y 6b 535 cm^3

EJE 7 $7813 + 244 = 10,224 \text{ cm}^3$

EJE 8 $5,333 \text{ cm}^3$

EJE 9 248 cm^3

$\Sigma t = 21,952 \text{ cm}^3$

$$\frac{265,023,333}{430} \times 12 = 7,395,999 \text{ cm}^3$$

$$\frac{2,293,333}{430} \times 8 = 42,666 \text{ cm}^3$$

$\Sigma c = 7,438,665 \text{ cm}^3$

$$R_{2y} = \frac{ABE}{430 \left[\frac{A(A30)}{7,438,665} + \frac{270 + A30}{21952 + \frac{7,438,665}{12}} + \frac{A30 \times 2}{21,952} \right]} = \frac{ABE}{17.41} = 2.75 E$$

Jer. ENTREPISO (2º PISO)

EJE X	TRABES	COLUMNAS
EJE A I	249 x 2 = 430 cm ³	
EJE B H	(15,625 + 2411) = 18,036 cm ³	4,930,666 cm ³
EJE D F	209 x 2 = 209 cm ³	<u>63,999 cm³</u>
	∑ t = 19,114 cm ³	f c = 4,994,665 cm ³

$$R_x = \frac{48E}{430 \left[\frac{4(430)}{4,994,665} + \frac{430 - 430}{30,868} + \frac{430 - 430}{19,114} \right]} = \frac{48E}{31.47} = 1.52 E$$

EJE Y	TRABES	COLUMNAS
EJE 1 y 9	249 x 2 = 430 cm ³	
EJE 2	(15,625 + 2411) = 18,036 cm ³	
EJE 3	(7813 + 2411) = 10,224 cm ³	
EJE 4	209 cm ³	
EJE 5	279 cm ³	
EJE 6, 6a, 6b	209 x 3 = 18,036 cm ³	
	∑ t = 58,086 cm ³	f c = 7,438,663 cm ³

$$R_y = \frac{48E}{430 \left[\frac{4(430)}{7,438,663} + \frac{430 - 430}{21,952} + \frac{430 - 430}{48,080} \right]} = \frac{48E}{23.31} = 2.06 E$$

4º ENTREPISO (Jer. PISO)

EJE X

$$\sum t = 19,114 \text{ cm}^3 \quad ; \quad f c = 4,994,665 \text{ cm}^3$$

$$R_{Ax} = \frac{4BE}{430 \left[\frac{4(430)}{4,994,665} + \frac{430 + 430}{19,114} + \frac{430 + 430}{19,114} \right]} = \frac{4BE}{38.8} = 1.23 E$$

$$\text{EJE Y} \quad \ell t = 58,086 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \ell c = 7,438,665 \text{ cm}^3$$

$$R_{Ay} = \frac{4BE}{430 \left[\frac{4(430)}{7,438,665} + \frac{430 + 430}{58,086} + \frac{430 + 430}{58,086} \right]} = \frac{4BE}{12.83} = 3.74 E$$

5ª ENTREPISO (4ª PISO)

$$\text{EJE X} \quad \ell t = 19,114 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \ell c = 4,994,665 \text{ cm}^3$$

$$R_{Ax} = \frac{4BE}{430 \left[\frac{4(430)}{4,994,665} + \frac{(430) + (430)}{19,114} + \frac{(430) + (430)}{19,114} \right]} = \frac{4BE}{38.8} = 1.23 E$$

$$\text{EJE Y} \quad \ell t = 58,086 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \ell c = 7,438,665 \text{ cm}^3$$

$$R_{Ay} = \frac{4BE}{430 \left[\frac{4(430)}{7,438,665} + \frac{430 + 430}{58,086} + \frac{430 + 430}{58,086} \right]} = \frac{4BE}{12.83} = 3.74 E$$

Para el entrepiso superior, se acepta que la cortante del penúltimo piso es el doble que la del último, se encuentra que es aplicable la fórmula para entrepisos intermedios, poniendo $2h_m$ en vez de h_m y haciendo $h_0 = 0$

AZDTEA (5ª PISO)

$$\text{EJE X} \quad \ell t = 19,114 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \ell c = 4,994,665 \text{ cm}^3$$

$$R_{Ax} = \frac{4BE}{430 \left[\frac{4(430)}{4,994,665} + \frac{2(430) + 430}{19,119} + \frac{430}{19,114} \right]} = \frac{4BE}{38.8} = 1.23 E$$

$$\text{EJE Y} \quad \ell t = 58,086 \text{ cm}^3 \quad ; \quad \ell c = 7,438,665 \text{ cm}^3$$

$$R_{Ay} = \frac{ABE}{430 \left[\frac{4(430)}{7,438,665} + \frac{2(430) + 430}{58,086} + \frac{430}{58,086} \right]} = \frac{48E}{12.83} = 3.74 E$$

CALCULO DE LAS FUERZAS POR TORSION

La torsión en una estructura se debe a una excentricidad entre el centro de masas (punto donde actúa la resultante del sismo) y el centro de torsión o de rigidez (punto alrededor del cual gira la estructura).

Para valuar el centro de masas se hizo uso de la bajada de - cargas a ejes y así mediante las fórmulas:

$$X_m = \frac{\sum W_n X}{\sum W_n} \quad ; \quad Y_m = \frac{\sum W_n Y}{\sum W_n}$$

donde:

W = Peso entrepiso del eje
 X, Y = distancia al eje de coordenada
 X_m, Y_m = Centro de masas

PLANTA PRINCIPAL

Para	Xm			Para	Ym		
EJE	Wn	X	Wn X	EJE	Wn	Y	Wn Y
1	46.9	0	0	A	32.8	32.8	1075.8
2	106.2	3.60	382.3	B	102	29.2	2978.4
3	135	7.20	972	C	145.1	25.6	3714.5
4	55.2	10.1	557.5	D'	68.7	20	1374
5'	47.9	13.25	634.6	E	47.5	16.7	826.6
6	68	16.40	1115.20	F	69	11.9	821.1
6a	64	19.55	1251.20	G	145.1	7.2	1044.7
6b	64	22.70	1452.80	H	102	2.6	367
7	135	25.60	3456	I	32.8	0	0
8	106	29.20	3095.20		747		12202.1
9	46.9	32.80	1580.3				
$\sum W_n =$	875.1		14655.1				

Xm = 16.51 m

Ym = 16.33 m

MEZZANINE

PARA Xm

EJE	Wn	X	Wn X
1	0	0	0
2	0	3.60	0
3	72.6	7.20	522.7
4	43.1	10.1	435.3
5	36.6	13.25	484.9
6	59.6	16.40	977.4
6a	64	19.5	1248
6b	64	22.70	1453
7	91.2	25.60	2335
8	102.9	29.20	3004.7
9	<u>19.1</u>	<u>32.80</u>	<u>626.5</u>
	555.1		11,087.3

Para Ym

EJE	Wn	Y	Wn Y
A	0	32.8	0
B	76.6	29.2	2236.7
C	115.6	25.6	2959.3
D'	53.5	20	1070
E	33.7	16.7	562.7
F	53.5	11.9	636.6
G	115.6	7.2	832.3
H	76.6	3.6	277.7
I	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>
	525.1		8,573.3

Xm = 20.04 m

Ym = 16.30

PLANTA 2º, 3º, 4º 5º (Azotea)

PARA Xm

EJE	Wn	X	Wn X
1	22.4	0	0
2	96.8	3.60	355.7
3	135	7.20	972
4	55.2	10.1	557.5
5	47.9	13.25	634.6
6	68	16.40	1115.2
6a	64	19.55	1251.2
6b	64	22.70	1452.8
7	135	25.60	3456
8	96.8	29.20	2804.9
9	<u>22.6</u>	<u>32.80</u>	<u>741.3</u>
	811.9		13,221.3

Para Ym

EJE	Wn	Y	Wn Y
A	13.2	32.8	432.9
B	83.3	29.2	2432.4
C	145.1	25.6	3714.5
D'	68.7	20	1374
E	49.5	16.7	826.6
F	69	11.9	821
G	145.1	7.2	1044.7
H	83.3	3.6	299.8
I	<u>13.2</u>	<u>0</u>	<u>0</u>
	670.4		10,945.9

Xm = 16.5 m

Ym = 16.32 m

CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ O DE TORSION.

Se efectuará de la misma manera que para el centro de masas pero aquí se usarán las rigideces de entrepiso.

$$X_t = \frac{\sum R_{iy} X_i}{\sum R_{iy}} ; Y_t = \frac{\sum R_{ix} Y_i}{\sum R_{ix}}$$

PLANTA PRINCIPAL

Xt	EJE	R _{iy}	X _i	R _{iy} X _i	Yt	EJE	R _{ix}	Y _i	R _{ix} Y _i
1	54.59 E	0	192.52 E		A	38.2 E	32.8	1252.9 E	
2	54.59 E	3.6	393.04 E		B	38.2 E	29.2	1115.4 E	
3	54.59 E	7.20	393.04 E		C	38.2 E	25.6	977.9 E	
4	54.59 E	10.1	551.35 E		D'	38.2 E	20	764.0 E	
5	54.59 E	13.25	723.31 E		E	38.2 E	16.7	637.94 E	
6	54.59 E	16.40	895.27 E		F	38.2 E	11.9	454.58 E	
6a	54.59 E	19.55	1067.23 E		G	38.2 E	7.2	275.04 E	
6b	54.59 E	22.70	1239.19 E		H	38.2 E	3.6	137.32 E	
7	54.59 E	25.60	1397.90 E		I	<u>38.2 E</u>	0	0	
8	54.59 E	29.20	1594.03 E			343.8 E		3,315.28 E	
9	<u>54.59 E</u>	32.80	<u>1790.55 E</u>						
	600.49 E		9847.52 E						

$$X_t = \frac{9847.52 E}{600.49 E} = 16.39 m$$

$$Y_t = \frac{5515.28 E}{343.8 E} = 16.33 m$$

MEZZANINE

Xt	EJE	R _{iy}	X _i	R _{iy} X _i	Yt	EJE	R _{ix}	Y _i	R _{ix} Y _i
1	0	0	0		A	0	32.8	0	
2	0	3.6	0		B	3.74 E	29.2	109.30 E	
3	2.75 E	7.20	19.8 E		C	3.74 E	25.6	95.74 E	
4	2.75 E	10.1	27.77 E		D'	3.74 E	20	74.80 E	
5	2.75 E	13.25	36.43 E		E	3.74 E	16.7	62.45 E	
6	2.75 E	16.40	45.10 E		F	3.74 E	11.9	44.51 E	
6a	2.75 E	19.55	53.76 E		G	3.74 E	7.2	26.92 E	
6b	2.75 E	22.70	62.42 E		H	3.74 E	3.6	13.46 E	
7	2.75 E	25.60	70.40 E		I	0	0	0	
8	2.75 E	29.20	80.30 E			<u>26.18 E</u>		427.08 E	
9	<u>2.75 E</u>	32.80	<u>90.20 E</u>						
	24.75 E		486.18 E						

$$X_t = 19.64 m$$

$$Y_t = 16.31 m$$

2º PISO

Xt	EJE	Ri Y	Xi	Ri y Xi	Yt	EJE	Rix	Yi	Rix Yi
1		2.06	0	0		A	1.52 E	32.8	49.85 E
2		2.06 E	3.6	7.42 E		B	1.52 E	29.2	44.38 E
3		2.06 E	7.2	14.83 E		C	1.52 E	25.6	38.91 E
4		2.06 E	10.1	20.81 E		D'	1.52 E	20	30.4 E
5		2.06 E	13.25	27.29 E		E	1.52 E	16.7	25.38 E
6		2.06 E	16.4	33.78 E		F	1.52 E	11.9	18.08 E
6A		2.06 E	19.55	40.27 E		G	1.52 E	7.2	10.94 E
6B		2.06 E	22.70	46.76 E		H	1.52 E	3.6	5.47 E
7		2.06 E	25.60	52.73 E		I	<u>1.52 E</u>	0	0
8		2.06 E	29.20	60.15 E			13.68 E		<u>223.41 E</u>
9		<u>2.06 E</u>	<u>32.80</u>	<u>67.56 E</u>					
		<u>22.66 E</u>		<u>371.63 E</u>					

Xt = 16.40 m

Yt = 16.33 m

3er. PISO = 4º PISO

Xt	EJE	Ri Y	Xi	Ri y Xi	Yt	EJE	Rix	Yi	Rix Yi
1		3.74 E	0	0		A	1.23 E	32.8	40.34 E
2		3.74 E	3.6	13.46 E		B	1.23 E	29.2	35.91 E
3		3.74 E	7.2	26.92 E		C	1.23 E	25.6	31.48 E
4		3.74 E	10.1	37.77 E		D'	1.23 E	20	24.60 E
5		3.74 E	13.25	49.55 E		E	1.23 E	16.7	20.54 E
6		3.74 E	16.4	61.33 E		F	1.23 E	11.9	14.63 E
6A		3.74 E	19.55	73.11 E		G	1.23 E	7.2	8.85 E
6B		3.74 E	22.70	84.89 E		H	1.23 E	3.6	4.42 E
7		3.74 E	25.60	95.74 E		I	<u>1.23 E</u>	0	0
8		3.74 E	29.20	109.08 E			11.07 E		<u>180.77 E</u>
9		<u>3.74 E</u>	<u>32.80</u>	<u>122.67 E</u>					
		<u>41.14 E</u>		<u>674.52 E</u>					

Xt = 16.39 m

Yt = 16.33 m

5o. PISO (AZOTEA)

Xt	EJE	Ri Y	Xi	Ri y Xi	Yt	EJE	Rix	Yi	Rix Yi
1		3.74 E	0	0		A	1.23 E	32.8	40.32 E
2		3.74 E	3.6	13.46 E		B	1.23 E	29.2	35.91 E
3		3.74 E	7.2	26.92 E		C	1.23 E	25.6	31.48 E
4		3.74 E	10.1	37.77 E		D'	1.23 E	20	24.60 E
5		3.74 E	13.25	49.53 E		E	1.23 E	16.7	20.54 E
6		3.74 E	16.4	61.33 E		F	1.23 E	11.9	14.63 E
6A		3.74 E	19.55	73.11 E		G	1.23 E	7.2	8.85 E
6B		3.74 E	22.70	84.89 E		H	1.23 E	3.6	4.42 E
7		3.74 E	25.60	95.74 E		I	<u>1.23 E</u>	0	0
8		3.74 E	29.20	109.08 E			11.07 E		<u>180.77 E</u>
9		<u>3.74 E</u>	<u>32.80</u>	<u>122.67 E</u>					
		<u>41.14 E</u>		<u>674.52 E</u>					

$$x_t = 16.39 \text{ m}$$

$$y_t = 16.33 \text{ m}$$

A la distancia entre el centro de masas y el de rigidez se le llama excentricidad estática (eest), se obtiene dividida en dos componentes (E_x ; E_y) por cada entrepiso.

• Para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso, multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes:

$$e = 1.5 E_{est} + 0.1b$$

$$e = E_{est} - 0.1b$$

donde b = es la dimensión de la estructura en dirección perpendicular al análisis.

PLANTA PRINCIPAL

"xm"

$$x_m = 16.51 \text{ m} \quad \text{La excentricidad estática en X:}$$

$$y_m = 16.33 \text{ m} \quad E_{est} = 16.51 - 16.40 = 0.11 \text{ m}$$

$$x_t = 16.40 \text{ m} \quad \text{excentricidad de diseño}$$

$$y_t = 16.33 \text{ m} \quad e = 1.5 (.11) + 0.1 (32.8) = 3.44 \text{ m}$$

$$E_x = .11 + 0.1 (32.8) = 3.17 \text{ m}$$

$$E_{est} = 16.33 - 16.33 = 0$$

$$E_y = 0.16 = (0.1) (32.8) = 3.28 \text{ m}$$

MEZZANINE

"xm"

$$x_m = 20.04 \text{ m}$$

$$y_m = 16.30 \text{ m} \quad E_{est} = 20.04 - 19.60 = 0.44 \text{ m}$$

$$x_t = 19.60 \text{ m} \quad e = 1.5 (.44) + 0.1 (32.8) = 3.94 \text{ m}$$

$$y_t = 16.30 \text{ m} \quad e = .44 + 0.1 (32.8) = 2.84 \text{ m}$$

"ym"

$$E_{est} = 0$$

$$E_y = 0.1 b = (0.1) (32.8) = 3.28 \text{ m}$$

*/ Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo (pág. 12)

PLANTA 2º PISO

	"x"	"y"
Xm = 16.5 m	E est = 16.5 - 16.38 = 0.12 m	E est = 16.32 - 16.31 = 0.01 m
Ym = 16.32 m	e = 1.5 (.12) + 0.1 (32.8) = 3.46 m	e = 1.5 (.01) + 0.1 (32.8) = 3.29 m
Xt = 16.38 m	e = .12 - 0.1 (32.8) = -3.16 m	e = .01 - 0.1 (32.8) = -3.27 m
Yt = 16.31 m		

PLANTA 3º y 4º PISOS

	"x"	"y"
Xm = 16.5 m	E est = 16.5 - 16.39 = 0.11 m	E est = 16.32 - 16.33 = -.01 m
Ym = 16.32 m	e = 1.5 (.11) + 0.1 (32.8) = 3.44 m	e = 1.5 (-.01) + 0.1 (32.8) = 3.26 m
Xt = 16.39 m	e = .11 - 0.1 (32.8) = -3.17 m	e = -.01 - 0.1 (32.8) = -3.29 m
Yt = 16.33 m		

5º PISO AZOTEA

	"x"	"y"
Xm = 16.5 m	E est = 16.5 - 16.39 = 0.11 m	E est = 16.32 - 16.33 = -.01 m
Ym = 16.32 m	e = 1.5 (.11) + 0.1 (32.8) = 3.44 m	e = 1.5 (-.01) + 0.1 (32.8) = 3.26 m
Xt = 16.39 m	e = .11 - 0.1 (32.8) = -3.17 m	e = -.01 - 0.1 (32.8) = -3.29 m
Yt = 16.33 m		

OBTENCION DE LOS CORTANTES TOTALES EN "X" Y "Y" POR SISMO.

El cortante total será la suma de la fracción del cortante de entrepiso proporcional a su rigidez (cortante directo) - más el cortante que se induce por el momento torsionante.

El cortante directo para cada marco en cada dirección se - obtiene de:

$$V_{ix} = V_x \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}}$$

$$V_{iy} = V_y \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}}$$

El cortante por torsión de los marcos en "X" debido al sismo actuando en esa misma dirección es:

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} Y_{it}}{4(R_{ix} Y_{it}^2 + R_{iy} X_{it}^2)} M_{tx}$$

El momento torsionante por el sismo actuando en "X" produce además cortantes en dirección "Y", estos se obtienen como:

$$V_{iy} = \frac{R_{iy} x_{it}}{4(R_{ix} Y_{it}^2 + R_{iy} X_{it}^2)} M_{tx}$$

Si el sismo actúa en "Y"

$$V_{ix} = \frac{R_{ix} Y_{it}}{4(R_{ix} Y_{it}^2 + R_{iy} X_{it}^2)} M_{ty} \quad V_{iy} = \frac{R_{ix} X_{it}}{4(R_{ix} Y_{it}^2 + R_{iy} X_{it}^2)} M_{ty}$$

Donde:

- V_{ix} = cortante directo dirección "x"
- V_x = cortante de entrepiso "x"
- R_i = Rigidez de entrepiso del marco en estudio
- X_t, Y_t = Distancia del marco al centro de rigidez
- M_t = Momento torsionante en el entrepiso

$$M_{tx} = V_x \cdot e_y \quad ; \quad M_{ty} = V_y \cdot e_x$$

MARCO EJE C SENTIDO "X" (Planta Principal)

EJE	Rix	YI	Rix YI	Cortante Directo	Yit	Rix Yit	Rix Yit ²	Cortante sismo x	Torsión Sismo y	Cortante sismo x	T o t a l sismo y
A	38.2 E	32.8	1252.9 E	32.06	16.47	629.15	10 362.16	5.79	5.79	37.85	5.79
B	38.2 E	29.2	1115.4 E	32.06	12.87	491.63	6 327.32	4.5	4.5	36.56	4.50
C	38.2 E	25.6	977.9 E	32.06	9.27	354.11	3 282.63	3.26	3.26	33.32	3.26
D*	38.2 E	20	764.0 E	32.06	3.67	140.19	514.51	1.29	1.29	33.35	1.29
E	38.2 C	16.7	637.94 E	32.06	0.37	14.13	5.22	0.13	0.13	32.19	0.13
F	38.2 E	11.9	454.58 E	32.06	-4.43	-169.22	749.67	-1.53	-1.53	30.51	-1.53
G	38.2 E	7.2	275.04 E	32.06	-9.13	-348.77	13 184.23	-3.21	-3.21	28.85	-3.21
H	38.2 E	3.6	137.52 E	32.06	-12.73	-406.28	6 190.42	-4.47	-4.47	27.59	-4.47
I	38.2 E	0	0	32.06	-16.33	-623.80	10 196.75	-5.74	-5.74	26.32	-5.74
	<u>343.8 E</u>			<u>288.34</u>			<u>40 802.91</u>				

Vx = 364.01 Ton

MARCO EJE 7 SENTIDO "Y" (PLANTA PRINCIPAL)

EJE	Riy	XI	Riy XI	Cortante Directo	Xit	Riy Xit	Riy Xit ²	Cortante sismo x	Torsión Sismo x	Cortante sismo x	T o t a l sismo y
1	54.59 E	0	0	26.21	-16.40	-895.27	14 682.52	-8.64	-8.64	-8.64	17.57
2	54.59 E	3.6	196.52 E	26.21	-12.80	-698.75	8 944.02	-6.74	-6.74	-6.74	19.47
3	54.59 E	7.20	393.04 E	26.21	-9.20	-502.22	4 620.49	-4.85	-4.85	-4.85	21.36
a	54.59 E	10.1	551.35 E	26.21	-6.30	-343.91	2 166.67	-3.32	-3.32	-3.32	22.89
5	54.59 E	13.25	723.31 E	26.21	-3.15	-171.95	541.66	-1.66	-1.66	-1.66	24.55
6	54.59 E	16.40	895.27 E	26.21	0	0	0	0	0	0	26.21
6a	54.59 E	19.55	1067.28 E	26.21	3.15	171.95	541.66	1.66	1.66	1.66	27.87
6b	54.59 E	22.70	1239.19 E	26.21	6.30	343.91	2 166.67	3.32	3.32	3.32	29.53
7	54.59 E	25.60	1397.50 E	26.21	9.20	502.22	4 620.49	4.85	4.85	4.85	31.06
8	54.59 E	29.20	1594.03 E	26.21	12.80	698.75	8 944.02	6.74	6.74	6.74	32.95
9	54.59 E	32.80	1790.55 E	26.21	16.40	895.27	14 682.52	8.64	8.64	8.64	34.85
	<u>610.49 E</u>			<u>288.34 Ton</u>			<u>61 910.72</u>				

Vy = 364.01 Ton

Mtx = Vx ey = 364.01 (3.28) = 1193.95 t-m

Mty = Vy ex = 364.01 (3.44) = 1252.19 t-m

Rigidez torsional de la estructura (pp) = 102 713.63

MARCO EJE C SENTIDO "X" (MEZZANINE)

EJE	Rix	Yi	Rix Yi	Cortante Directo	Yit	Rix Yit	Rix Yit ²	Cortante Sismo x	Torsión sismo y	Cortante Sismo x	Tot a l sismo y
A	0	0	0	0	16.30	0	0	0	0	0	0
B	3.7a E	29.2	109.20 E	39.81	12.90	48.24	622.37	8.98	8.98	48.79	8.98
C	3.7a E	25.6	95.74 E	39.81	9.30	34.78	323.47	6.48	6.48	46.29	6.48
D ^a	3.7a E	20	74.80 E	39.81	3.70	13.84	51.20	2.57	2.57	42.38	2.57
E	3.7a E	16.7	62.45 E	39.81	0.40	1.49	0.59	0.27	0.27	40.08	0.27
F	3.7a E	11.9	44.51 E	39.81	- 4.40	-16.45	72.40	-3.06	-3.06	36.75	-3.06
G	3.7a E	7.2	26.92 E	39.81	- 9.10	-34.04	309.70	-6.34	-6.34	33.47	-6.34
H	3.7a E	3.6	13.46 E	39.81	-12.70	-47.49	603.22	-8.85	-8.85	30.96	-8.85
I	0	0	0	0	-16.30	0	993.68	0	0	0	0
	<u>26.18 E</u>						<u>2 976.63</u>				

Vx = 351.84 Ton

MARCO EJE 7 SENTIDO "Y" (MEZZANINE)

EJE	Riy	xi	Rix xi	Cortante Directo	Xit	Riy Xit	Riy Xit ²	Cortante Sismo x	Torsión Sismo y	Cortante sismo x	Tot a l sismo y
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	2.75 E	7.20	19.8 E	30.96	-9.20	-25.30	232.76	-5.66	-5.66	5.66	25.30
4	2.75 E	10.1	27.77 E	30.96	-6.30	-17.32	109.14	-3.87	-3.87	3.87	27.09
5	2.75 E	13.25	36.43 E	30.96	-3.15	-8.66	27.28	-1.93	-1.93	1.93	29.03
6	2.75 E	16.40	45.10 E	30.96	0	0	0	0	0	0	30.96
6a	2.75 E	19.55	53.76 E	30.96	3.15	8.66	27.28	1.93	1.93	1.93	32.89
6b	2.75 E	22.70	62.42 E	30.96	6.30	17.32	109.14	3.87	3.87	3.87	34.83
7	2.75 E	25.60	70.40 E	30.96	9.20	25.30	232.76	5.66	5.66	5.66	36.62
8	2.75 E	29.20	80.30 E	30.96	12.80	35.20	450.56	7.87	7.87	7.87	38.83
9	<u>2.75 E</u>	<u>32.80</u>	<u>90.20 E</u>	<u>30.96</u>	<u>16.40</u>	<u>45.10</u>	<u>739.64</u>	<u>10.09</u>	<u>10.09</u>	<u>10.09</u>	<u>41.05</u>
	<u>24.75 E</u>			<u>278.70 Ton</u>			<u>1 928.56</u>				

Vy = 351.84 Ton

$$M_x = V_x e_y = (351.84) (3.28) = 1 154.03 \text{ t-m}$$

$$M_y = V_y e_x = (351.84) (3.94) = 1 386.24 \text{ t-m}$$

Rigidez torsional de la Estructura = 4 905.19

MARCO EJE C SENTIDO "X" (2 PISO)

EJE	Rix	Yi	Rix Yi	Cortante Directo	Xit	Rix Xit	Rix Xi ²	Cortante sismo x	Torsión sismo y	Cortante sismo x	T o t a l Sismo y
A	1.52 E	32.8	49.85 E	28.75	16.47	25.06	413.31	5.37	5.37	34.12	5.37
B	1.52 E	29.2	44.38 E	28.75	12.82	19.44	249.81	4.17	4.17	32.92	4.17
C	1.52 E	23.6	38.91 E	28.75	9.29	14.12	131.18	3.02	3.02	31.77	3.02
D*	1.52 E	20	30.4 E	28.75	3.69	5.60	20.69	1.20	1.20	29.95	1.20
E	1.52 E	16.7	25.38 E	28.75	0.39	0.59	.23	0.12	0.12	28.87	0.12
F	1.52 E	11.9	18.08 E	28.75	-4.41	-6.70	29.56	-1.43	-1.43	27.32	-1.43
G	1.52 E	7.2	10.94 E	28.75	-9.11	-13.80	126.14	-2.96	-2.96	25.79	-2.96
H	1.52 E	3.6	5.47 E	28.75	-12.71	-19.32	245.54	-4.14	-4.14	24.61	-4.14
I	1.52 E	0	0	28.75	-16.31	-24.79	604.34	-5.31	-5.31	23.44	-5.31
	<u>13.68 E</u>			<u>250.79 Ton</u>			<u>1 620.80</u>				

Vx = 320.19 Ton

EJE	Riy	Xi	Riy Xi	Cortante Directo	Xit	Riy Xit	Riy Xi ²	Cortante sismo x	Torsión sismo y	Cortante sismo x	T o t a l sismo y
1	2.06 E	0	0	23.52	-16.38	-33.74	552.70	-8.69	-8.69	-8.69	14.81
2	2.06 E	3.6	7.42 E	23.52	-12.78	-26.32	336.45	-6.78	-6.78	-6.78	16.74
3	2.06 E	7.20	14.83 E	23.52	-9.18	-18.91	173.60	-4.87	-4.87	-4.87	18.65
4	2.06 E	10.1	20.81 E	23.52	-6.28	-12.93	81.24	-3.33	-3.33	-3.33	20.19
5	2.06 E	13.25	27.29 E	23.52	-3.13	-6.44	20.18	-1.66	-1.66	-1.66	21.86
6	2.06 E	16.40	33.78 E	23.52	+0.02	0	0	0	0	0	23.52
6a	2.06 E	19.55	40.27 E	23.52	3.17	6.53	20.70	1.68	1.68	1.68	25.20
6b	2.06 E	22.70	46.76 E	23.52	6.32	13.01	82.28	3.35	3.35	3.35	26.87
7	2.06 E	25.60	52.73 E	23.52	9.2	18.95	174.35	4.88	4.88	4.88	28.40
8	2.06 E	29.20	60.15 E	23.52	12.82	26.40	338.56	6.80	6.80	6.80	30.32
9	2.06 E	32.80	67.56 E	23.52	16.42	33.82	555.41	8.71	8.71	8.71	32.23
	<u>23.68 E</u>			<u>250.79 Ton</u>			<u>2 335.67</u>				

Vy = 320.19 Ton

$$M_{tx} = V_x e_y = (320.19) (3.28) = 1 050.22 \text{ t-m}$$

$$m_{ty} = V_y e_x = (320.19) (3.94) = 1 261.54 \text{ t-m}$$

Rigidez torsional de la estructura (2º piso) = 3,956.27

MARCO EJE C SENTIDO "X" (3er. PISO)

EJE	Rix	Yi	Rix Yi	Cortante Directo	Yit	Rix Yit	Rix Yit ²	Cortante Sismo x	Torsión sismo y	Cortante sismo x	Total sismo y
A	1.23 E	32.8	40.34 E	24.17	16.47	20.25	333.65	2.74	2.74	26.91	2.74
B	1.23 E	29.7	35.91 E	24.17	12.87	15.85	203.73	2.15	2.15	26.32	2.15
C	1.23 E	25.6	31.48 E	24.17	9.27	11.40	105.69	1.54	1.54	25.71	1.54
D*	1.23 E	20	24.60 E	24.17	3.67	4.51	16.56	0.61	0.61	24.78	0.61
E	1.23 E	16.7	20.54 E	24.17	0.37	0.45	16	0	0	24.17	0
F	1.23 E	11.9	14.65 E	24.17	4.43	-5.44	24.13	-0.73	-0.73	23.44	-0.73
G	1.23 E	7.2	8.85 E	24.17	9.13	-11.22	102.52	-1.52	-1.52	22.65	-1.52
H	1.23 E	3.6	4.42 E	24.17	12.73	-15.65	199.32	-2.12	-2.12	22.05	-2.12
I	1.23 E	0	0	24.17	16.33	-20.08	328.00	-2.72	-2.72	21.45	-2.72
	<u>11.07 E</u>			<u>217.60 Ton</u>			<u>1 313.76</u>				

Vx = 269.23 Ton

MARCO EJE 7 SENTIDO "Y" (3er. PISO)

EJE	Riy	Xi	Riy Xi	Cortante Directo	Xit	Riy Xit	Riy Xit ²	Cortante Sismo x	Torsión sismo y	Cortante sismo x	Total sismo y
1	3.74 E	0	0	19.78	-16.39	-61.29	1 004.64	-8.69	-8.69	-8.69	11.09
2	3.74 E	3.6	13.46 E	19.78	-12.79	-47.83	611.00	-6.78	-6.78	-6.78	13.0
3	3.74 E	7.20	26.92 E	19.78	-9.19	-34.37	34.37	-4.87	-4.87	-4.87	16.71
4	3.74 E	10.1	37.77 E	19.78	-6.29	-23.52	147.96	-3.33	-3.33	-3.33	16.45
5	3.74 E	13.25	49.55 E	19.78	-3.14	-11.74	36.87	-1.66	-1.66	-1.66	18.12
6	3.74 E	16.40	61.33 E	19.78	-0.01	0	0	0	0	0	19.78
6a	3.74 E	19.55	73.11 E	19.78	3.16	11.81	37.34	1.67	1.67	1.67	21.45
6b	3.74 E	22.70	84.89 E	19.78	6.31	23.59	148.91	3.34	3.34	3.34	23.12
7	3.74 E	25.60	95.74 E	19.78	9.21	34.44	317.24	4.88	4.88	4.88	24.66
8	3.74 E	29.20	109.08 E	19.78	12.81	41.90	615.71	6.79	6.79	6.79	26.57
9	3.74 E	32.80	122.67 E	19.78	16.41	61.37	1 007.13	8.71	8.71	8.71	28.49
	<u>41.14 E</u>			<u>217.60 Ton</u>			<u>3 960.01</u>				

Vy = 269.23 ton

$$M_x = V_x e_y = (269.30) (3.29) = 885.99 \text{ T-m}$$

$$M_y = V_y e_x = (269.30) (3.44) = 926.39 \text{ T-m}$$

Rigidez torsional de la estructura (3er. piso) = 5 273.77

MARCO EJE C SENTIDO "X" (4º PISO)

EJE	Rix	Yi	Rix Yi	Cortante Directo	Yit	Rix Yit	Rix Yit ²	Cortante Sismo x	Torsión sismo y	Cortante sismo x	T o t a l sismo y
A	1.23 E	32.8	40.34 E	17.86	16.47	20.25	333.65	2.03	2.03	19.89	2.03
B	1.23 E	29.2	35.91 E	17.86	12.87	15.83	203.73	1.58	1.58	19.44	1.58
C	1.23 E	25.6	31.48 E	17.86	9.27	11.40	105.69	1.14	1.14	19.0	1.14
D'	1.23 E	20	24.60 E	17.86	3.67	4.51	16.56	0.45	0.45	18.31	0.45
E	1.23 E	16.7	20.54 E	17.86	0.37	0.45	16	0.04	0.04	17.90	0.04
F	1.23 E	11.9	14.63 E	17.86	-4.43	-5.44	24.13	.54	-0.54	17.32	-0.54
G	1.23 E	7.2	8.85 E	17.86	-9.13	-11.22	102.52	-1.13	-1.13	16.73	-1.13
H	1.23 E	3.6	4.42 E	17.86	-12.73	-15.65	199.32	-1.56	-1.56	16.30	-1.56
I	1.23 E	0	0	17.86	-16.33	-20.08	328.00	-2.01	-2.01	15.85	-2.01
	<u>11.07 E</u>						<u>1313.76</u>				

Vx = 190.88 Ton

MARCO EJE 7 SENTIDO "Y" (4º PISO)

EJE	Riy	Xi	Riy Xi	Cortante Directo	Xit	Riy Xit	Riy Xit ²	Cortante Sismo x	Torsión sismo y	Cortante Sismo x	T o t a l sismo y
1	3.74 E	0	0	14.61	-16.39	-61.29	1 004.68	-6.42	-6.42	-6.42	8.19
2	3.74 E	3.6	13.46 E	14.61	-12.79	-47.83	611.80	-5.01	-5.01	-5.01	9.60
3	3.74 E	7.2	26.92 E	14.61	-9.19	-34.37	34.37	-3.60	-3.60	-3.60	11.01
4	3.74 E	10.1	37.77 E	14.61	-6.28	-23.52	147.96	-2.46	-2.46	-2.46	12.15
5	3.74 E	13.25	49.55 E	14.61	-3.13	-11.74	36.87	-1.23	-1.23	-1.23	13.38
6	3.74 E	16.4	61.33 E	14.61	-0.02	0	0	0	0	0	14.61
6a	3.74 E	19.55	73.11 E	14.61	3.17	23.59	37.34	1.23	2.47	1.23	15.84
6b	3.74 E	22.70	84.89 E	14.61	6.32	34.44	148.91	2.47	2.47	3.61	17.08
7	3.74 E	25.60	95.74 E	14.61	9.2	47.90	317.24	3.61	5.02	3.61	18.22
8	3.74 E	29.20	109.08 E	14.61	12.82	61.37	613.71	5.02	6.43	5.02	19.63
9	3.74 E	32.80	122.67 E	14.61	16.42		<u>1 002.13</u>	6.43		6.43	21.04
							<u>3 960.01</u>				

Vy = 198.88 T

Mx = Vx ey = (198.99) (3.29) = 654.31 t-m
 My = Vy ex = (198.88) (3.44) = 684.14 t-m

Rigidez torsional de la estructura (4º piso) = 5 273.77

MARCO EJE C SENTIDO "X" (5 PISO, AZOTEA)											
EJE	Rix	YI	Rix YI	Cortante Directo	YIt	Rix YIt	Rix YIt ²	Cortante sismo x	Torsión sismo y	Cortante sismo x	Tot a l sismo y
A	1.23 E	32.8	40.34 E	9.69	16.47	20.25	333.65	1.11	1.11	10.80	1.11
B	1.23 E	29.2	35.91 E	9.69	12.87	15.83	203.73	0.87	0.87	10.56	0.87
C	1.23 E	25.6	31.48 E	9.69	9.27	11.40	105.69	0.62	0.62	10.31	0.62
D*	1.23 E	20	24.60 E	9.69	3.67	4.51	16.56	0.24	0.24	9.93	0.24
E	1.23 E	16.7	20.54 E	9.69	0.37	0.45	16	.02	0.02	9.40	0.02
F	1.23 E	11.9	14.63 E	9.69	4.43	-9.44	24.13	-.29	-0.29	9.08	-0.29
G	1.23 E	7.2	8.85 E	9.69	-9.13	-11.22	102.52	-.01	-0.61	8.83	-0.61
H	1.23 E	3.6	4.42 E	9.69	-12.73	-15.65	199.32	-.06	-0.06	8.59	-0.06
I	1.23 E	0	0	9.69	-16.33	-20.08	378.00	-1.10	-1.10		-1.10
	11.07 E			88.21 T			1 313.76				

Vx = 109.14 Ton

MARCO EJE 7 SENTIDO "Y" (5 PISO, AZOTEA)											
EJE	Rly	xI	Rly xI	Cortante Directo	XIt	Rly XIt	Rly XIt ²	Cortante sismo x	Torsión sismo y	Cortante sismo x	Tot a l sismo y
1	3.74 E	0	0 E	8.01	-16.39	-61.29	1 004.68	-3.52	-3.52	-3.52	4.49
2	3.74 E	3.6	13.46 E	8.01	-12.07	-47.83	611.80	-2.75	-2.75	-2.75	5.26
3	3.74 E	7.2	26.92 E	8.01	-9.19	-34.37	34.37	-1.97	-1.97	-1.97	6.04
4	3.74 E	10.1	37.77 E	8.01	-6.28	-23.52	147.96	-1.35	-1.35	-1.35	6.66
5	3.74 E	13.25	49.55 E	8.01	-3.13	-11.74	36.87	0.67	-0.67	-0.67	7.34
6	3.74 E	16.40	61.33 E	8.01	-0.02	0	0	0	0	0	8.01
6a	3.74 E	19.55	73.11 E	8.01	3.17	11.81	37.34	.67	.67	0.67	8.68
6b	3.74 E	22.70	84.89 E	8.01	6.32	23.59	148.91	1.35	1.35	1.35	9.36
7	3.74 E	25.60	95.74 E	8.01	9.20	34.44	317.24	1.97	1.97	1.97	9.98
8	3.74 E	29.20	109.08 E	8.01	12.82	47.90	613.71	2.79	2.79	2.75	10.76
9	3.74 E	32.80	122.67 E	8.01	16.42	61.37	1 007.13	3.52	3.52	3.52	11.26
				88.21 T			3 960.01				

Vy = 109.14 Ton

$$Mx = Vx ey = (109.14) (3.29) = 359.07 \text{ t-m}$$

$$My = Vy ex = (109.14) (3.44) = 375.44 \text{ t-m}$$

Rigidez torsional de la estructura (5º piso Azotea) = 5 273.77

REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Artículo 209 (RDF) Capítulo VI, Diseño por sismo.- Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales calculados, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes.

El desplazamiento será igual a:

$$\Delta = \frac{V}{R}$$

donde:

Δ = desplazamiento
 V = cortante horizontal
 R = Rigidez de entrepiso

RIGIDECES:

donde:

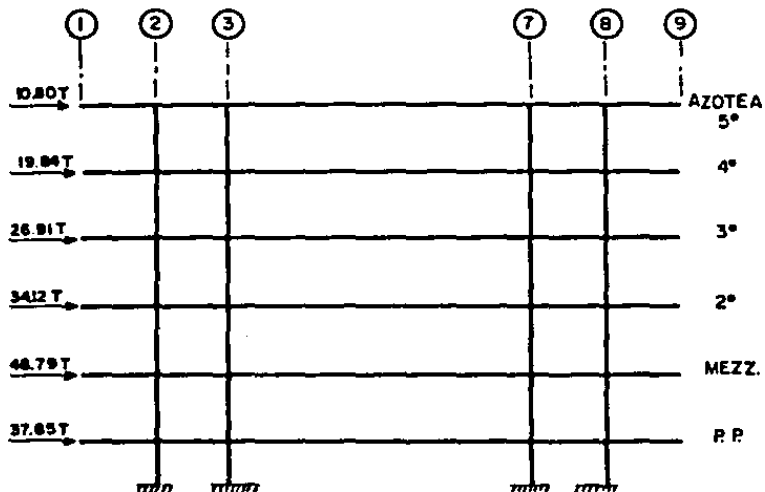
Rpp x = 38.2 E	R 2º x = 1.52 E	R 4º x = 1.23 E	Rpp = Rigidez Planta Principal
Rpp y = 54.59 E	R 2º y = 2.06 E	R 4º y = 3.74 E	Rm = Rigidez Mezzanine
Rm x = 3.74 E	R 3º x = 1.23 E	R A x = 1.23 E	R 2º = Rigidez 2º piso
Rm y = 2.75 E	R 3º y = 3.74 E	R A y = 3.74 E	R3 = Rigidez 3º piso
			RA = Rigidez 4º piso
			RA = Rigidez Azotea

donde:

$$E = 126,491 \text{ kg/cm}^2$$

Rpp x = 4,831,956 kg/cm	R 2º x = 192,266 kg/cm	R 4º x = 155,583 kg/cm
Rpp y = 6,905,143 kg/cm	R 2º y = 260,571 kg/cm	R 4º y = 473,076 kg/cm
Rm x = 473,076 kg/cm	R 3º x = 1555,831 kg/cm	RA x = 155,583 kg/cm
Rm y = 347,850 kg/cm	R 3º y = 473,076 kg/cm	RA y = 473,076 kg/cm

MARCO EJE C (SENTIDO X)



$$D_{pp} = \frac{37,850 \text{ kg}}{4,831,956 \text{ kg/cm}} = 0.007 \text{ cm} < .006 (250) = 1.5 \text{ m}$$

D_m	= 0.103 cm	.006 (430 cm) = 2.58 cm
$D_{2^{\circ}}$	= 0.177 cm	.006 (430 cm) = 2.58 cm
$D_{3^{\circ}}$	= 0.172 cm	.006 (430 cm) = 2.58 cm
$D_{4^{\circ}}$	= 0.127 cm	.006 (430 cm) = 2.58 cm
D_A	= 0.069 cm	.006 (430 cm) = 2.58 cm

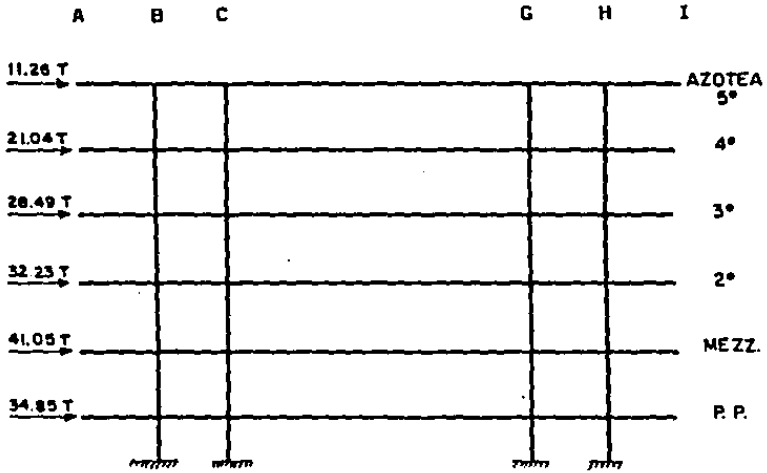
Planta Mezzanine = 2.58 cm

Planta Principal = 1.50 cm

$$1.08 \text{ cm} \quad 0.103 - 0.007 = .096 \text{ cm}$$

Nota: Sólo se analiza la Planta Principal, ya que es el único piso que tiene diferencia de elevaciones.

MARCO EJE 7 (SENTIDO Y)



$$D_{pp} = \frac{34\ 850\ \text{kg}}{6\ 905\ 143\ \text{kg/cm}} = 0.005\ \text{cm} < .006\ (250\ \text{cm}) = 1.5\ \text{m}$$

Dm = .118 cm	.006 (430 cm) = 2.58 cm
D29 = .123 cm	.006 (430 cm) = 2.58 cm
D39 = .060 cm	.006 (430 cm) = 2.58 cm
D48 = .44 cm	.006 (430 cm) = 2.58 cm
DA = 0.023 cm	.006 (430 cm) = 2.58 cm

Planta Mezzanine = 2.58 cm
 Planta Principal = $\frac{1.5\ \text{cm}}{1.08\ \text{cm}} = .118 - .005 = .113\ \text{cm}$

Nota: Sólo se analiza la Planta Principal, ya que es el único piso que tiene diferencia de elevaciones.

ANÁLISIS DE MARCOS.

Cargas Verticales

Para el análisis de marcos se utiliza el Método de Hardy -- Cross, se analizarán como estructuras esqueléticas, que son aquellas formadas por columnas y trabes, sobre las cuales -- apoya un sistema de piso.

Rigidez: Es el momento que hay que aplicar en el extremo -- de una barra para producir en el mismo extremo -- una deformación unitaria.

Si la deformación es angular la rigidez es angu-- lar.

Si la deformación es lineal la rigidez es lineal.

Factor de Transporte: Al aplicar el momento rigidez en el apoyo 1 , en el apoyo opuesto 2 se presentará otro momento, y la relación entre ambos es el fac tor de transporte.

Empotramiento

$$r = \frac{4 E I}{L}$$

$$T = 1/2$$

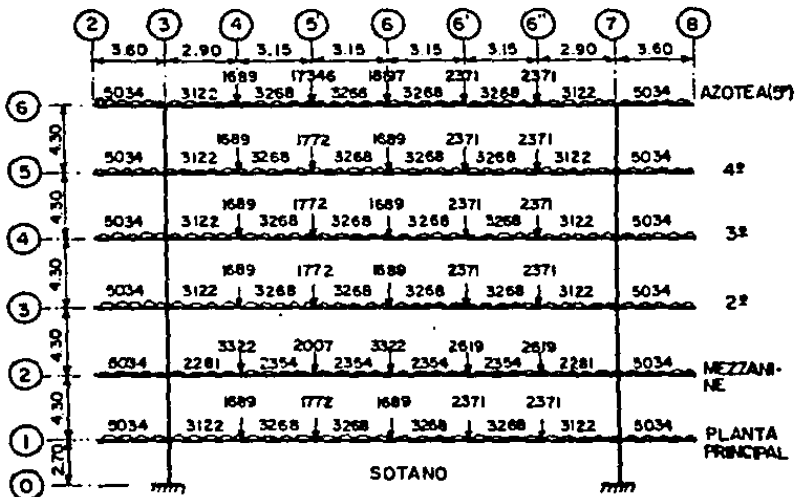
Articulación

$$r = \frac{3 E I}{L}$$

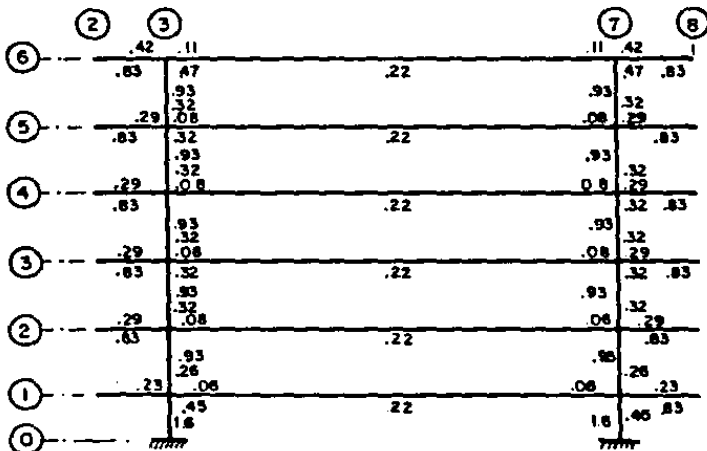
$$T = 0$$

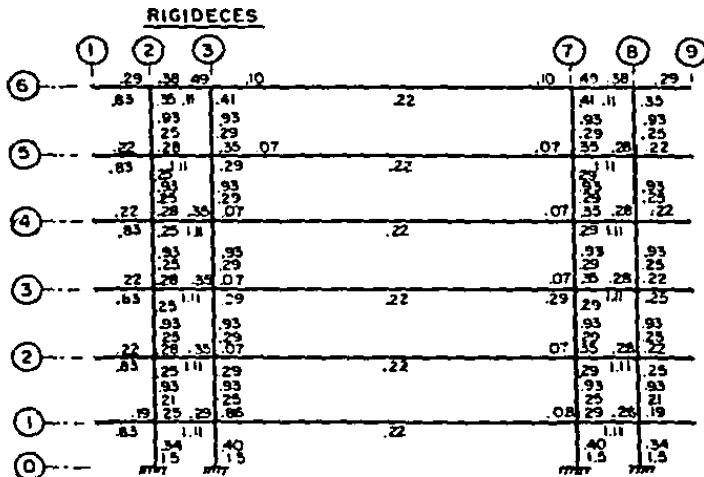
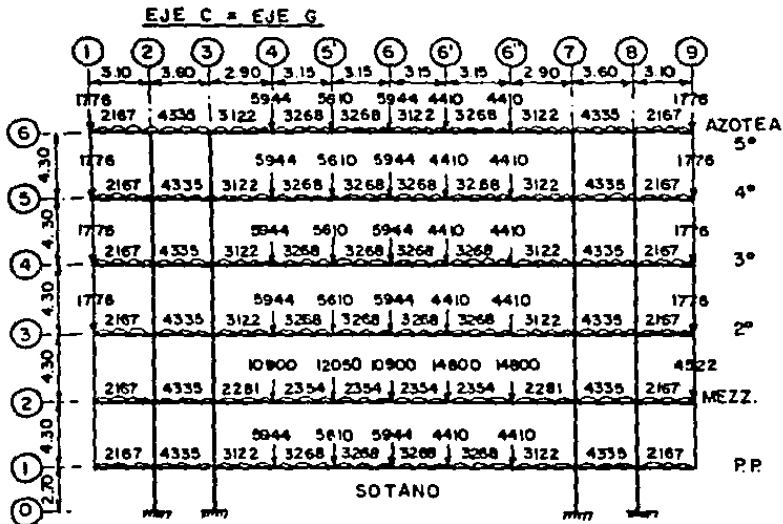
donde: r = Rigidez
 T = Factor de Transporte

EJE B = H



RIGIDECES

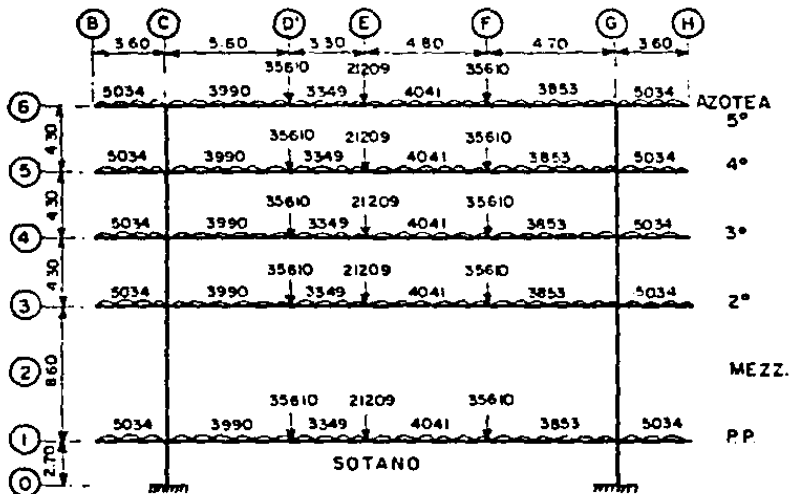




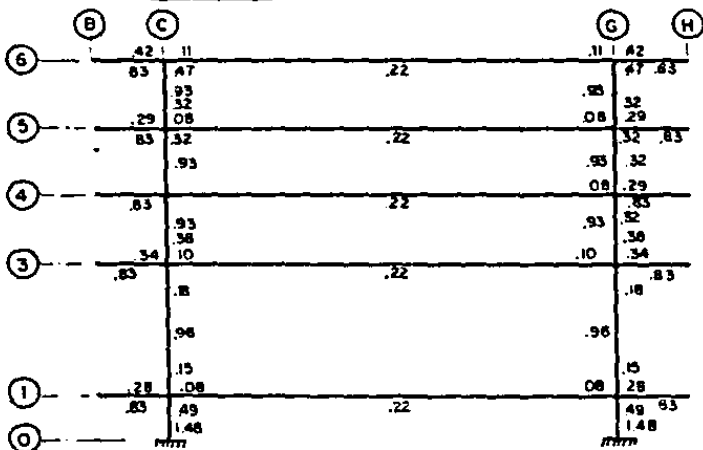
EJC C - EJC C

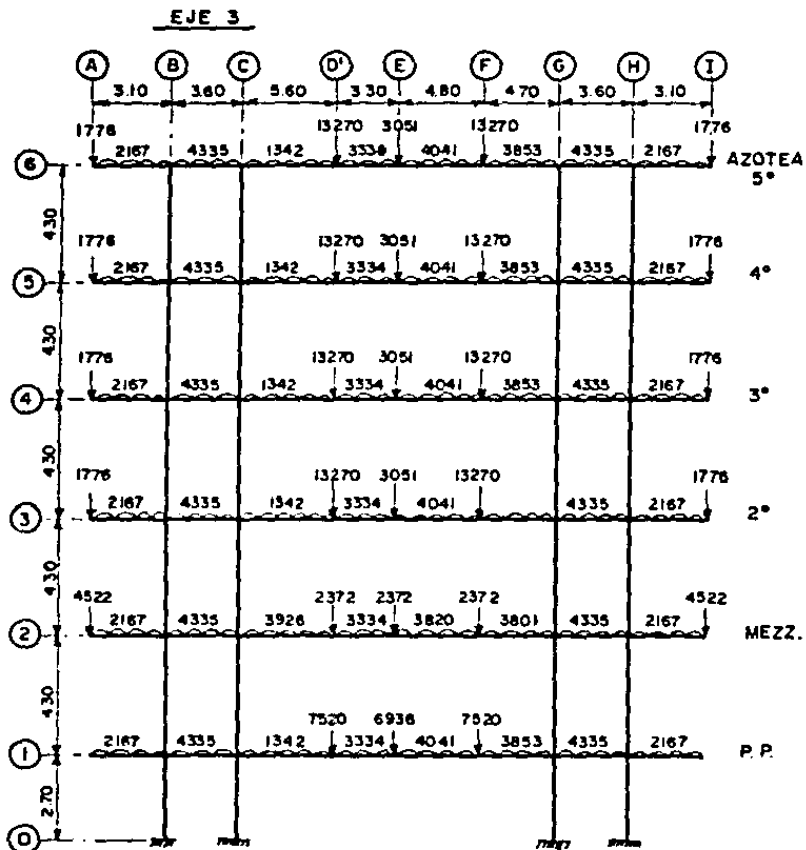
	28	29	30	31	32	33	34
11-01	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-02	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-03	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-04	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-05	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-06	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-07	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-08	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-09	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-10	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-11	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-12	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-13	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-14	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-15	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-16	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-17	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-18	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-19	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-20	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-21	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-22	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-23	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-24	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-25	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-26	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-27	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-28	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-29	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5
11-30	0.7	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2	2.5

EJE 2



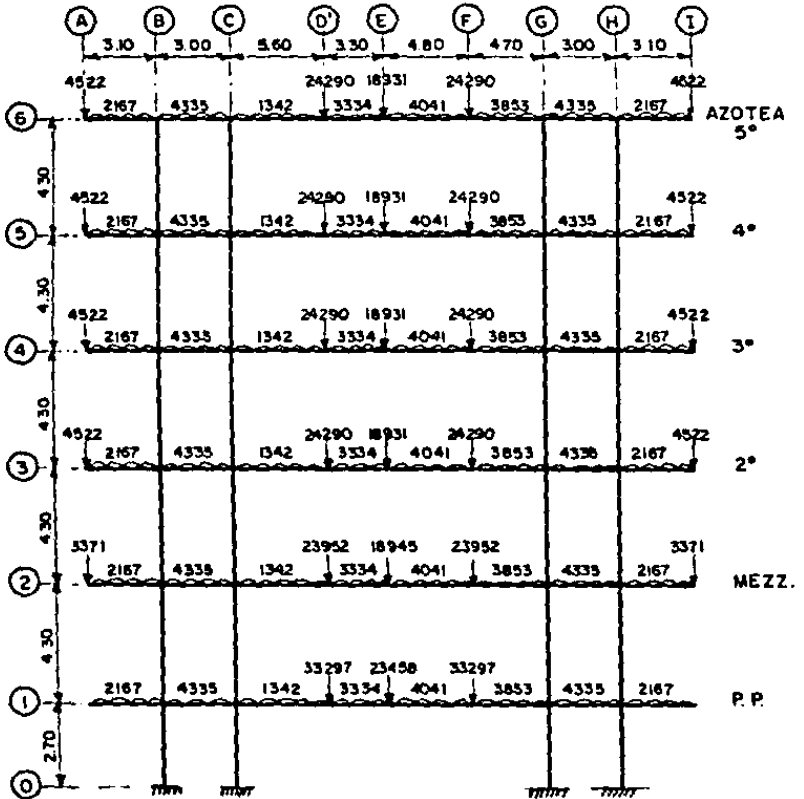
RIGIDECES



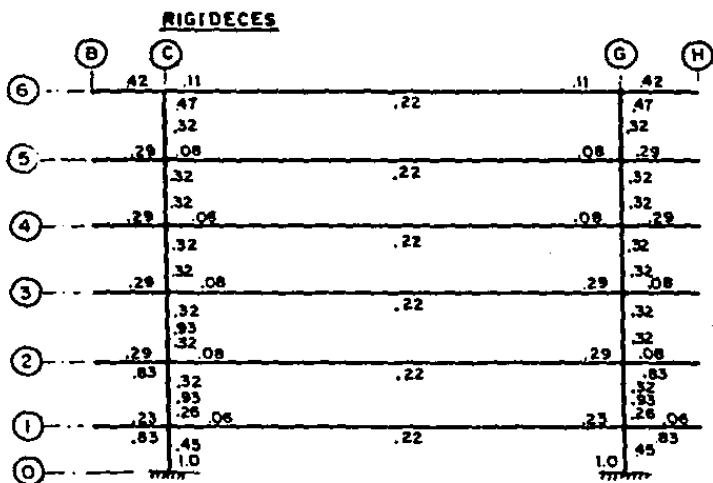
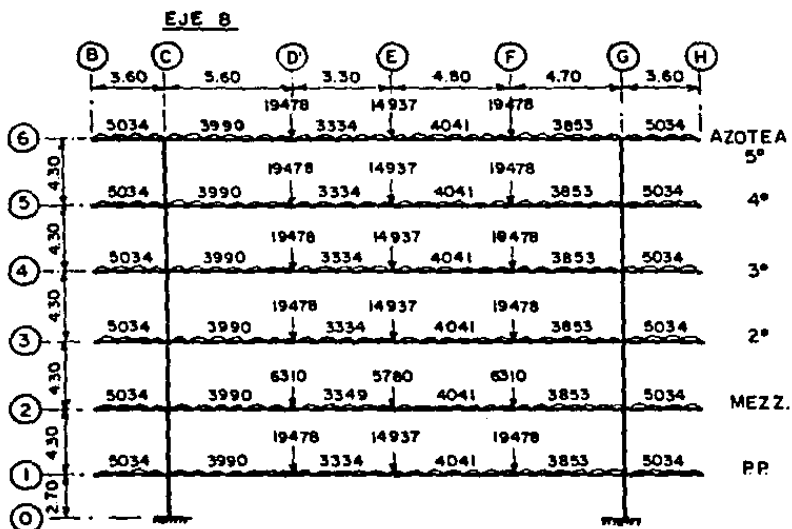


NOTA.- Rigidez igual a marco EJE C

EJE 7



■ NOTA.- Rigidez igual a marco EJE C



		C ₀		E ₀	
		C ₁	C ₂	E ₁	E ₂
1	FD	.65	.67	.14	.42
	MC	-0.1	120.1	120.1	0.1
	D	-10.4	46.4	-17.2	56.4
	T	0	-19.2	4.4	0.0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
11-a)	D	0	0	0	0
	T	0	0	0	0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
	D	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
		C ₀		E ₀	
		C ₁	C ₂	E ₁	E ₂
2	FD	.29	.32	.08	.08
	MC	-0.1	120.1	120.1	0.1
	D	-10.4	46.4	-17.2	56.4
	T	0	-19.2	4.4	0.0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
11-a)	D	0	0	0	0
	T	0	0	0	0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
	D	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
		C ₀		E ₀	
		C ₁	C ₂	E ₁	E ₂
3	FD	.29	.32	.08	.08
	MC	-0.1	120.1	120.1	0.1
	D	-10.4	46.4	-17.2	56.4
	T	0	-19.2	4.4	0.0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
11-a)	D	0	0	0	0
	T	0	0	0	0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
	D	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
		C ₀		E ₀	
		C ₁	C ₂	E ₁	E ₂
4	FD	.29	.32	.08	.08
	MC	-0.1	120.1	120.1	0.1
	D	-10.4	46.4	-17.2	56.4
	T	0	-19.2	4.4	0.0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
11-a)	D	0	0	0	0
	T	0	0	0	0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
	D	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
		C ₀		E ₀	
		C ₁	C ₂	E ₁	E ₂
5	FD	.29	.32	.08	.08
	MC	-0.1	120.1	120.1	0.1
	D	-10.4	46.4	-17.2	56.4
	T	0	-19.2	4.4	0.0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
11-a)	D	0	0	0	0
	T	0	0	0	0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
	D	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
		C ₀		E ₀	
		C ₁	C ₂	E ₁	E ₂
6	FD	.29	.32	.08	.08
	MC	-0.1	120.1	120.1	0.1
	D	-10.4	46.4	-17.2	56.4
	T	0	-19.2	4.4	0.0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
11-a)	D	0	0	0	0
	T	0	0	0	0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
	D	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
		C ₀		E ₀	
		C ₁	C ₂	E ₁	E ₂
7	FD	.29	.32	.08	.08
	MC	-0.1	120.1	120.1	0.1
	D	-10.4	46.4	-17.2	56.4
	T	0	-19.2	4.4	0.0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
11-a)	D	0	0	0	0
	T	0	0	0	0
	Y	0	0	0	0
	W	0	0	0	0
	D	0	0	0	0
	W	0	0	0	0

METODO DE RITTER

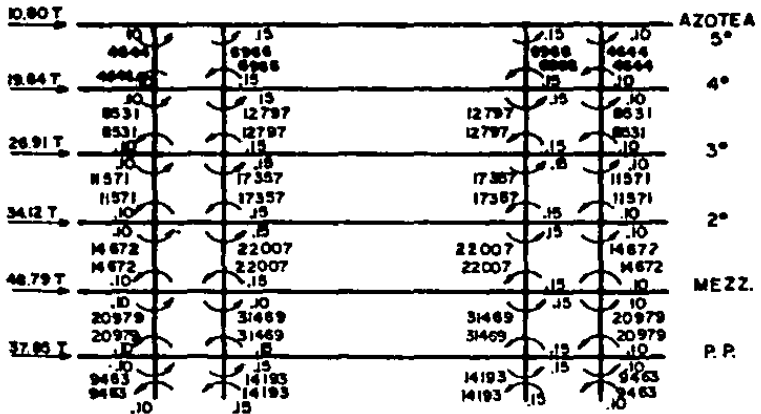
Este Método resuelve marcos para fuerzas horizontales.

Cálculo de Factores de Distribución

EJE C, Sentido X

PARA EQUILIBRIO POR CORTANTE EN COLUMNAS = f

(1) (2) (3) (7) (8) (9)

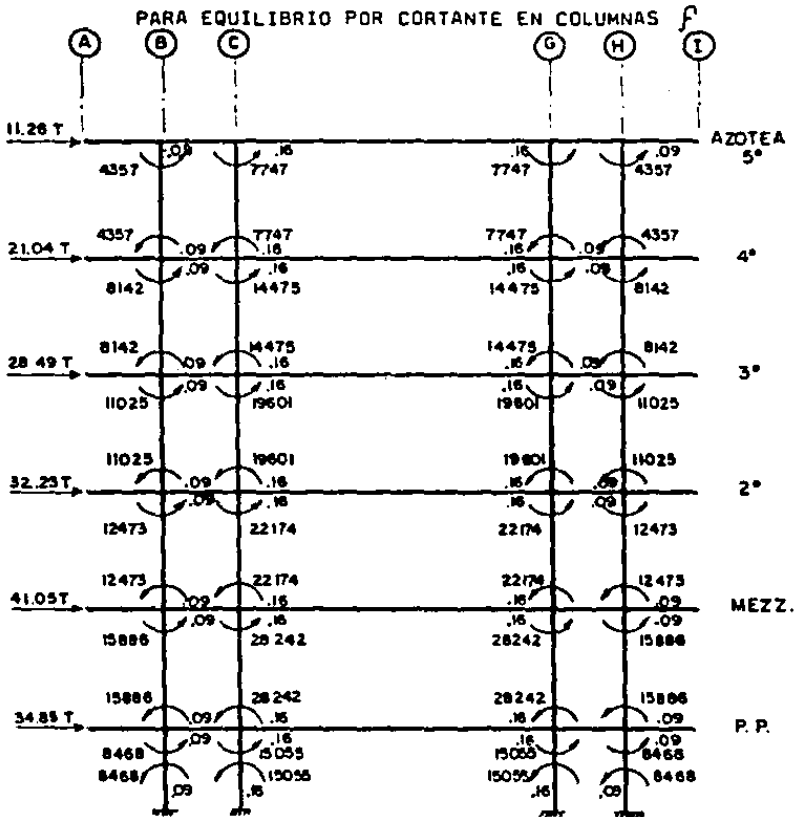


METODO DE RITTER

CALCULO DE FACTORES DE DISTRIBUCION

EJE 7 SENTIDO Y

PARA EQUILIBRIO POR CORTANTE EN COLUMNAS



FACTOR DE DISTRIBUCION

(A)	(B)	(C)		(G)	(H)	(I)					
	.07	.07	.02	.26		.02	.26	.07	.07		
33088	31250	.72		2411	.72	31250	33088			AZOTEA	5°
	.86					.86					
	361674	82542				82542	361674				
	.45	.41				.41	.45				
	.05	.15	.02			.15	.05	.05			4°
33088	31250	.41		2411		31250	33088				
	.45					.41	.45				
	361674	82542				82542	361674				
	.45	.41				.41	.45				
	.05	.15	.02			.15	.05	.05			3°
33088	31250	.41		2411		31250	33088				
	.45					.41	.45				
	361674	82542				82542	361674				
	.45	.41				.41	.45				
	.05	.15	.02			.15	.05	.05			2°
33088	31250	.41		2411		31250	33088				
	.46					.41	.46				
	361674	82542				82542	361674				
	.45	.41				.41	.45				
	.05	.15	.02			.15	.05	.05			
33088	31250	.41		2411		31250	33088			MEZZ.	
	.45					.41	.45				
	361674	82542				82542	361674				
	.36	.33				.33	.36				
	.05	.03	.03	.0		.03	.03	.03			
33088	31250	.53		2411		31250	33088			P. P.	
	.58					.53	.58				
	575999	13456				13436	575999				

MARCO EJE C

CALCULO DE MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

Planta Principal	= Vh = (37 650 Kg)	(2.50) =	94 625 Kg-m	.10 =	9 463 Kg-m
				.15 =	14 193 Kg-m
Mezzanine	= Vh = (48 790)	(4.30) =	209 797 Kg-m	.10 =	20 979 Kg-m
				.15 =	31 469 Kg-m
2º Piso	= Vh = (34 120)	(4.30) =	146 716 Kg-m	.10 =	14 671 Kg-m
				.15 =	22 007 Kg-m
3º Piso	= Vh = (26 910)	(4.30) =	115 713 Kg-m	.10 =	11 571 Kg-m
				.15 =	17 357 Kg-m
4º Piso	= Vh = (19 840)	(4.30) =	85 312 Kg-m	.10 =	8 531 Kg-m
				.15 =	12 797 Kg-m
Azotea	= Vh = (10 800)	(4.30) =	46 440 Kg-m	.10 =	4 644 Kg-m
				.15 =	6 966 Kg-m

MARCO EJE 7

CALCULO MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

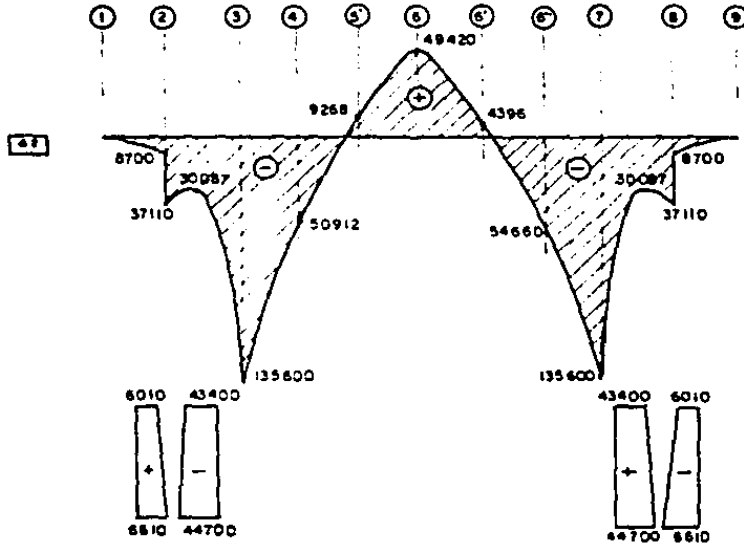
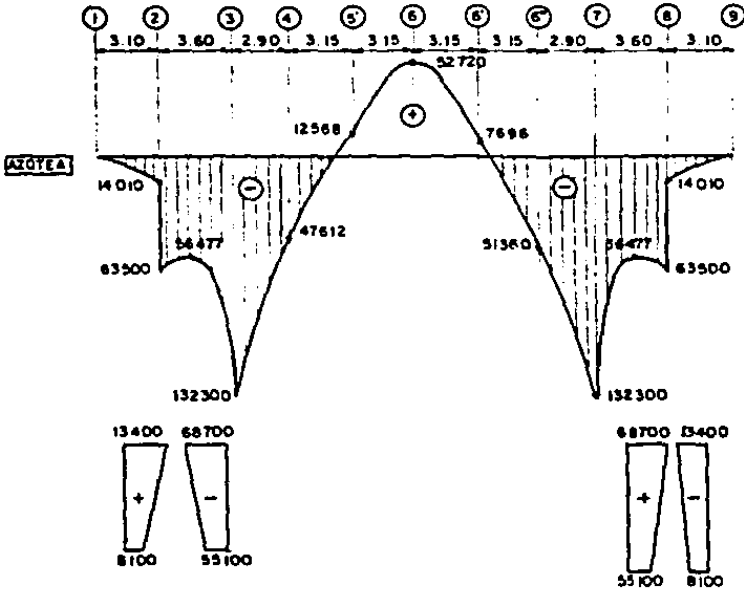
PP	= Vh = 94,095	.16	15,055	Kg-m
		.09	8,468	Kg-m
M	= Vh = 176,515	.16	28,242	Kg-m
		.09	15,886	Kg-m
2º Piso	= Vh = 138,389	.16	22,174	Kg-m
		.09	12,473	Kg-m
3º Piso	= Vh = 122,507	.16	19,601	Kg-m
		.09	11,025	Kg-m
4º Piso	= Vh = 90,472	.16	14,475	Kg-m
		.09	8,142	Kg-m
Azotea	= Vh = 48 418	.16	7,747	Kg-m
		.09	4,337	Kg-m

	00				01				02				03			
	07	06	05	04	07	06	05	04	07	06	05	04	07	06	05	04
180-01-00	007	006	005	004	007	006	005	004	007	006	005	004	007	006	005	004
T	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
C	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
D	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
180-01-30	007	006	005	004	007	006	005	004	007	006	005	004	007	006	005	004
T	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
C	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
D	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
180-01-60	007	006	005	004	007	006	005	004	007	006	005	004	007	006	005	004
T	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
C	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
D	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
180-01-90	007	006	005	004	007	006	005	004	007	006	005	004	007	006	005	004
T	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
C	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000
D	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000	000

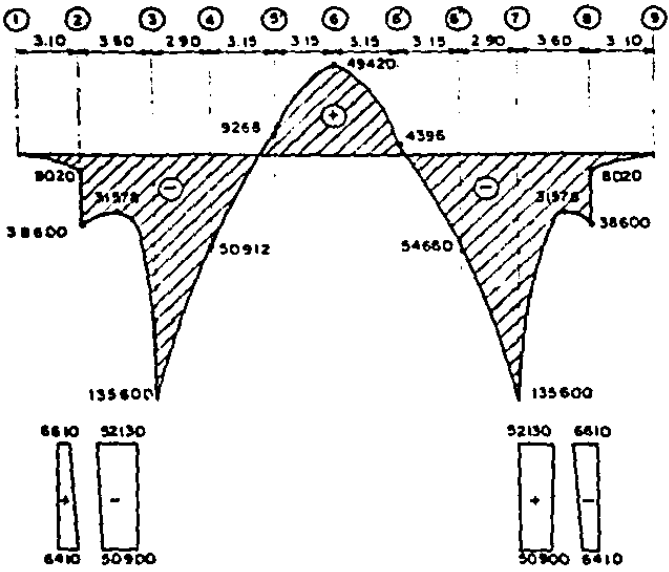
1778		5944	5610	5944	4410	4410		1775
2167	4335	3122	3268	3268	3122	3268	4335	2167

CARGAS PERMANENTES EJE C + EJE 6

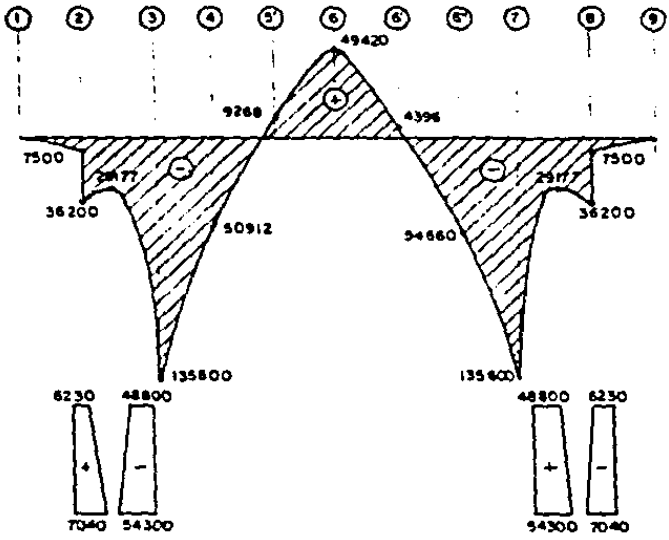
M (kg-m)

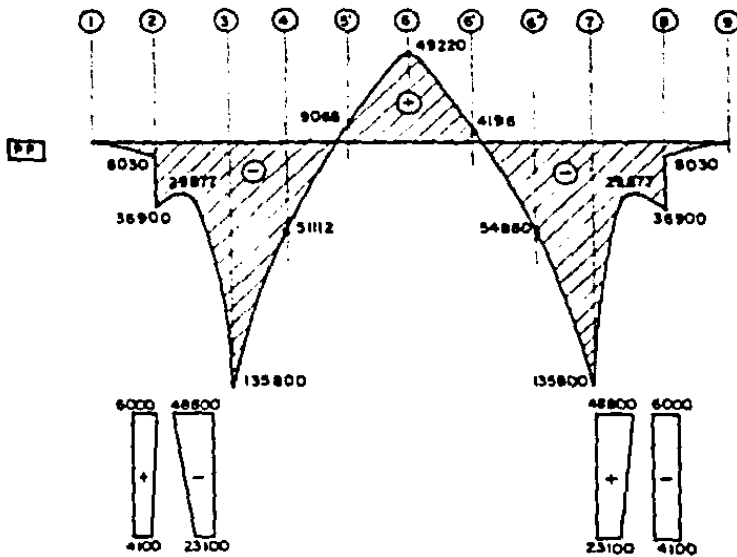
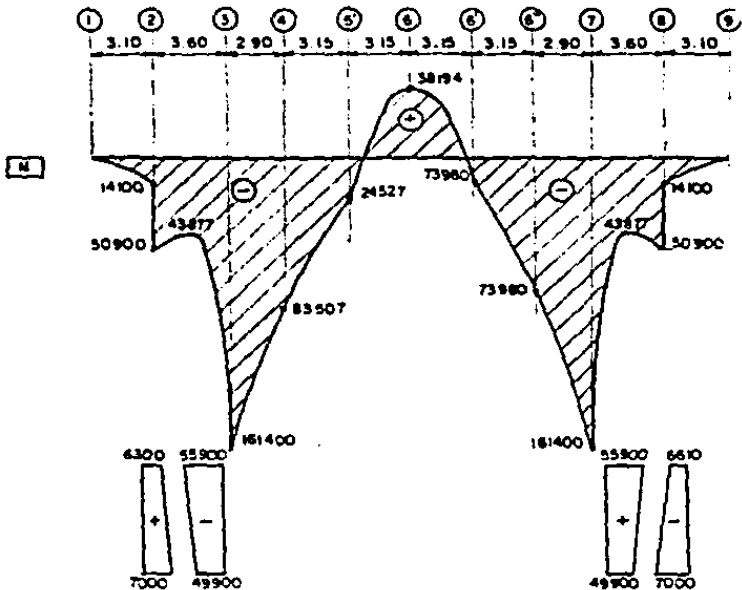


31

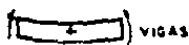


21





CONVERSION DE SIGNOS MOMENTOS FLEXIONANTES



CARGAS PERMANENTES EJE C = EJE G

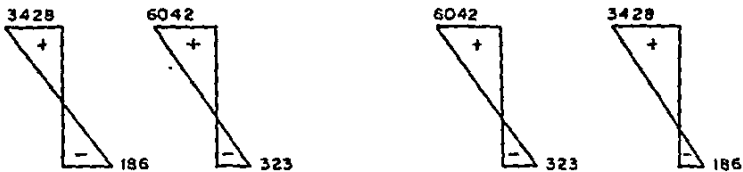
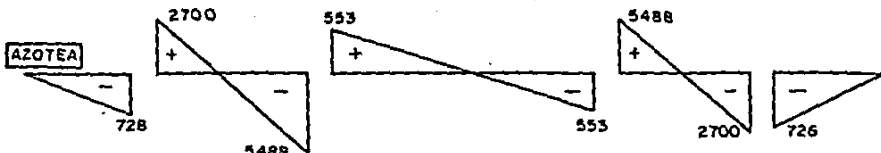
V (Kg.)

	②	③	⑦	⑧
AZOTEA	5000 +	28790 -	28790 +	5000 -
42	2935 +	11132 -	11132 +	2935 -
32	3028 +	23960 -	23960 +	3028 -
22	3086 +	23976 -	23976 +	3086 -
M	3093 +	24604 -	24604 -	3093 +
FP	3740 +	26630 -	26630 -	3740 +

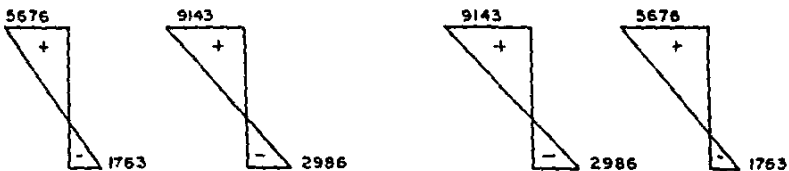
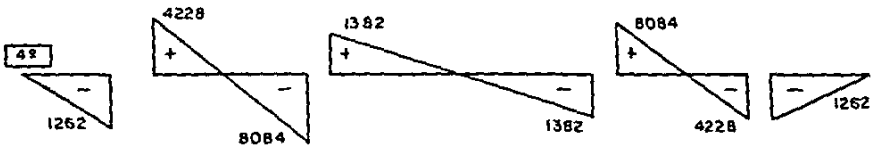
SISMO EJE C

M (Kg·m),

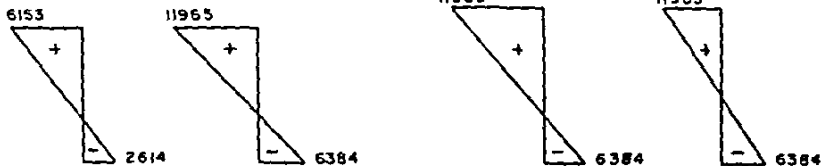
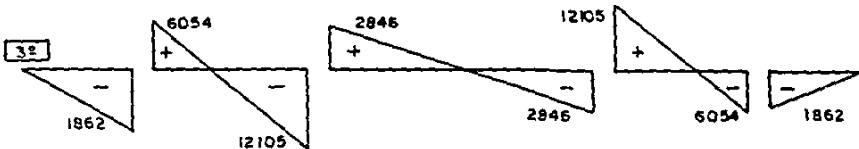
AZOTEA

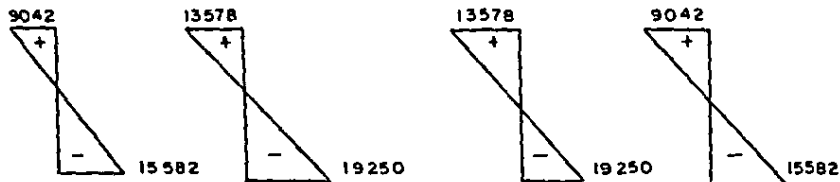
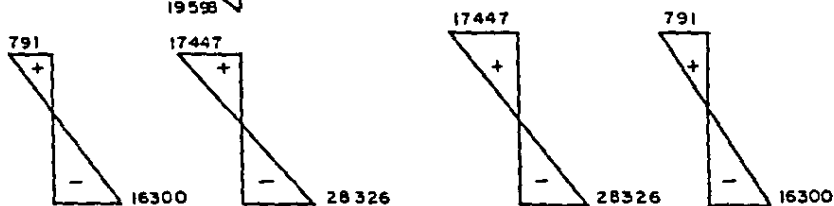
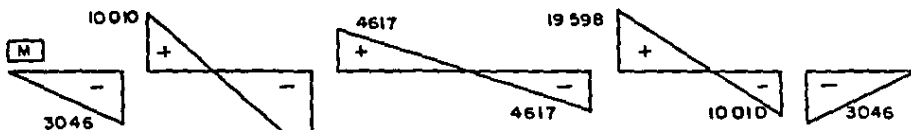
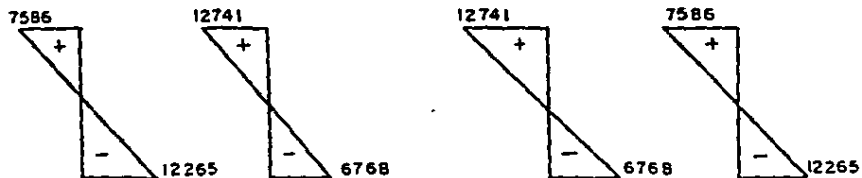
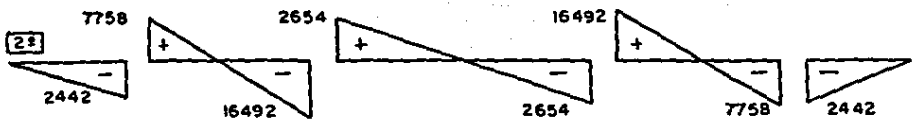


4º



3º

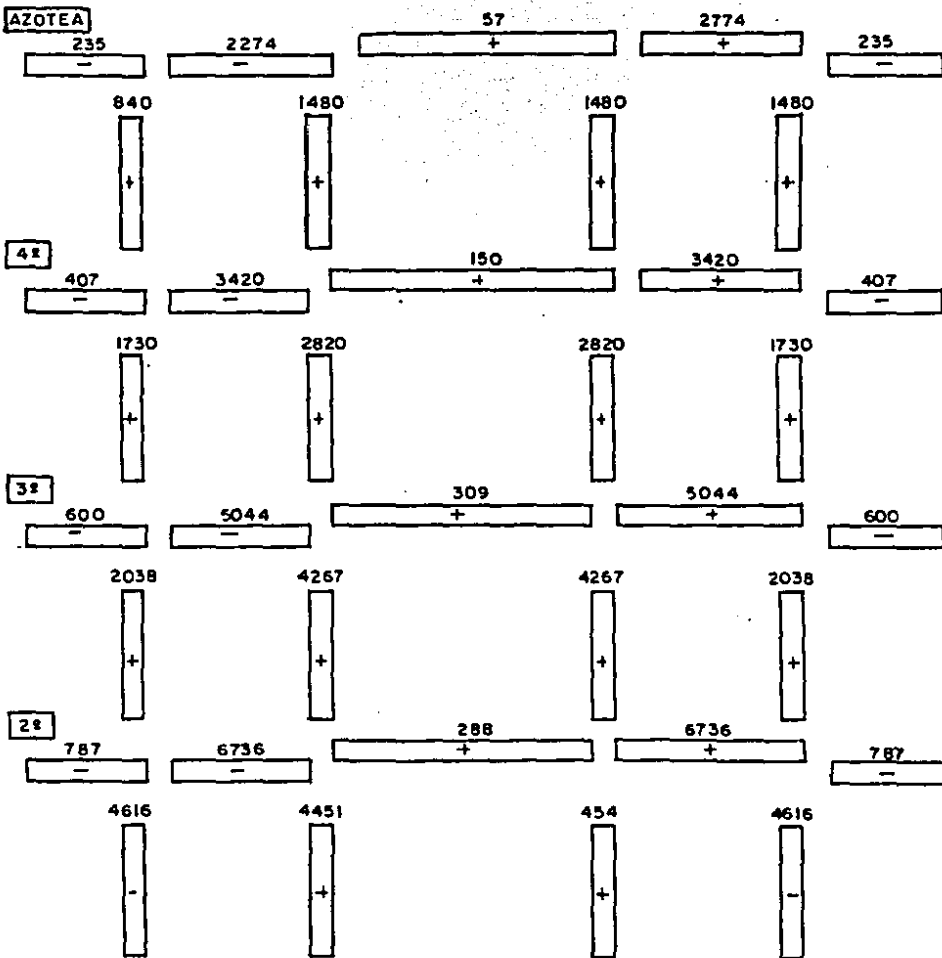


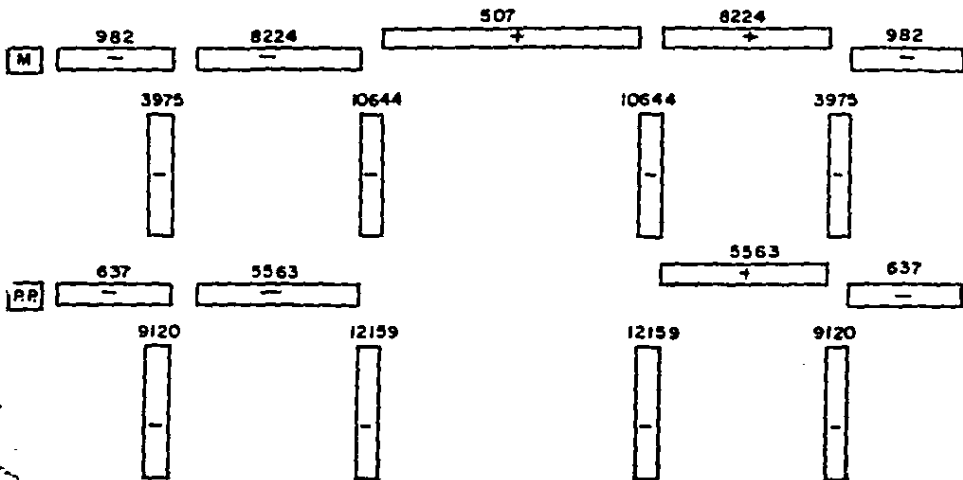


SISMO EJE C

V (Kg)

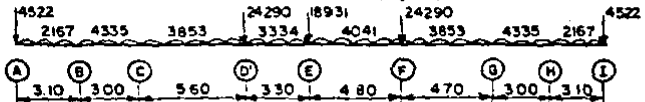
AZOTEA



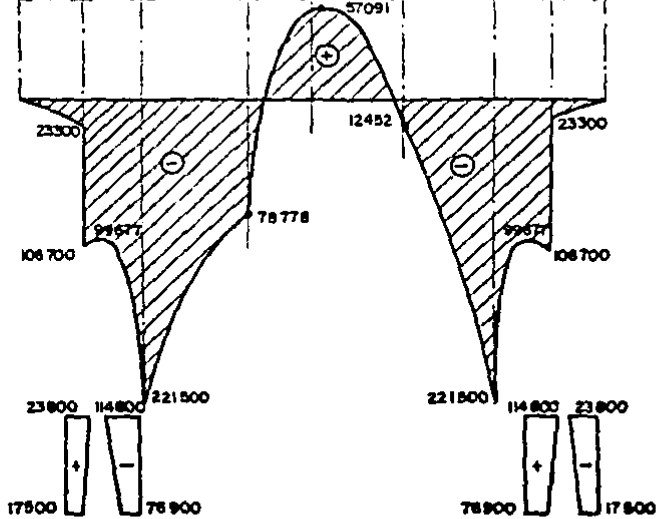


CARGAS PERMANENTES EJE 7

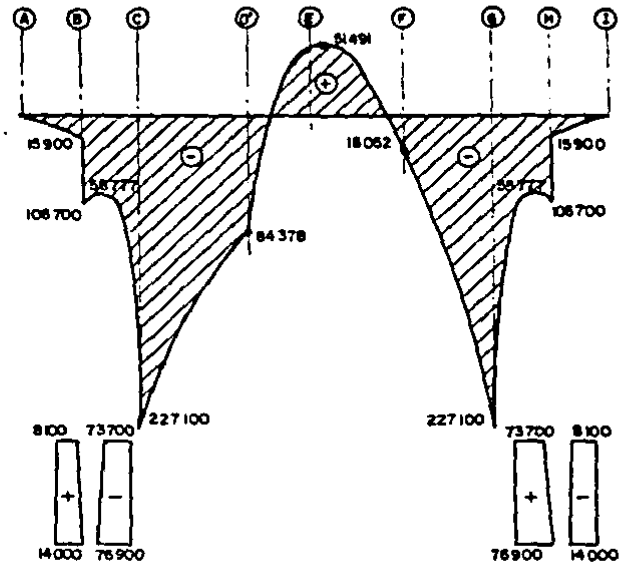
M (Kg-m)



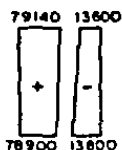
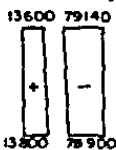
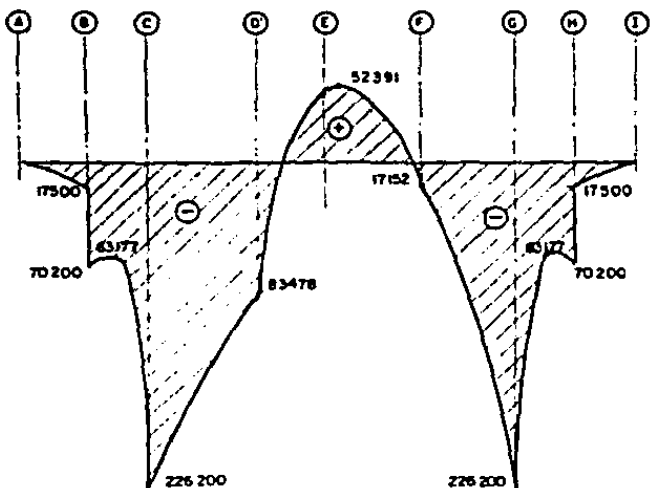
AZOTEA



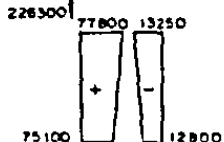
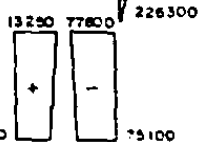
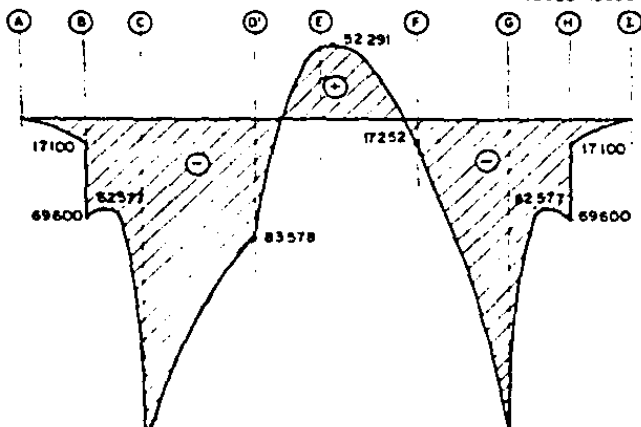
4º

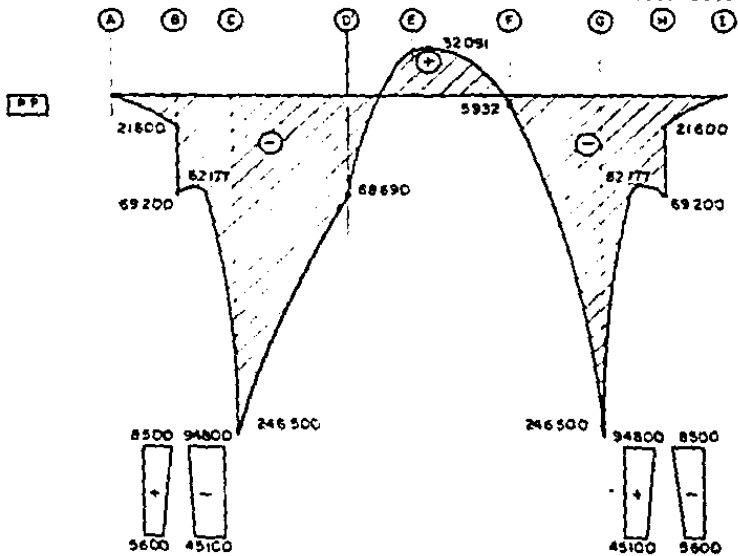
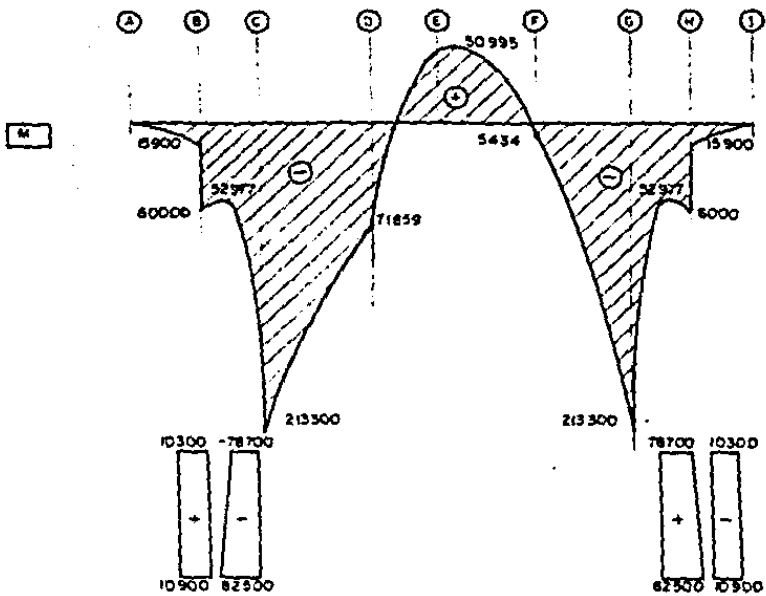


31



32





CONVENCIÓN DE SIGNOS MOMENTOS FLEXIONANTES



VIGAS



COLUMNAS

CARGAS PERMANENTES EJE 7

V (kg)

AZOTEA

(B)

9604



(C)

44581



(G)

44581



(H)

9604



4ª

5139



35023



35023



5139



3ª

6372



36753



36753



6372



2ª

6058



35558



35558



6058



1ª

4930



37488



37488



4930



PP

5222



51815



51815

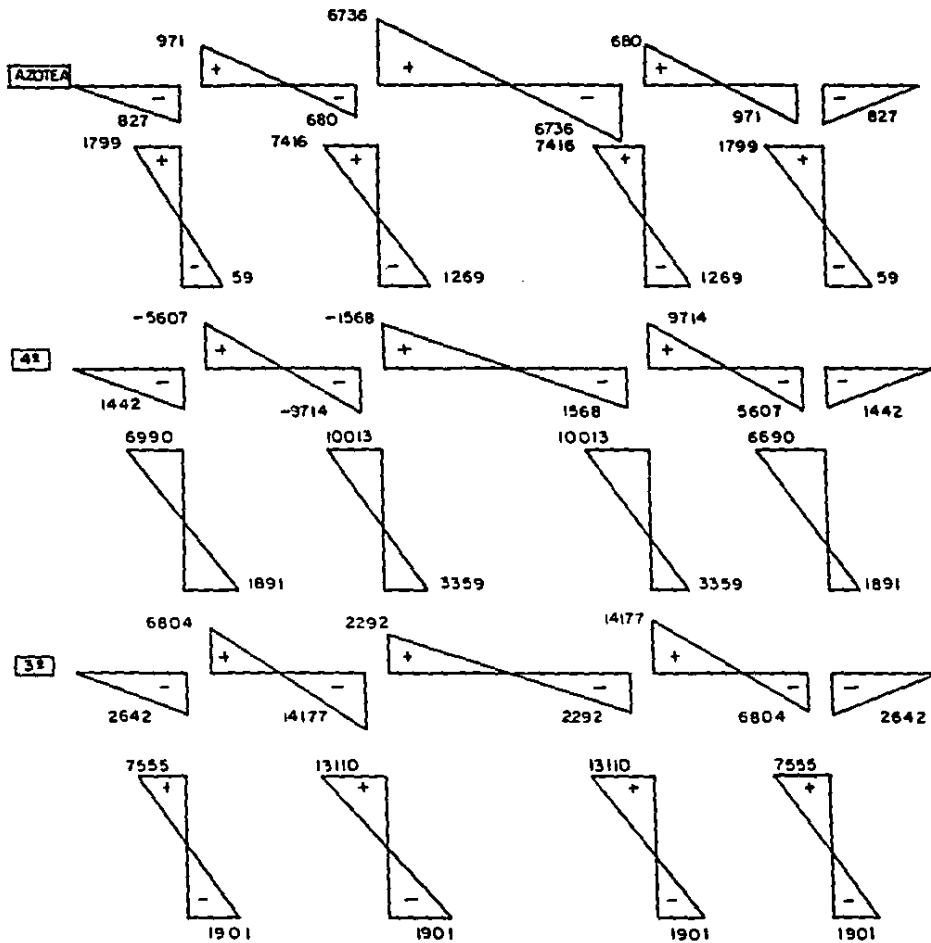


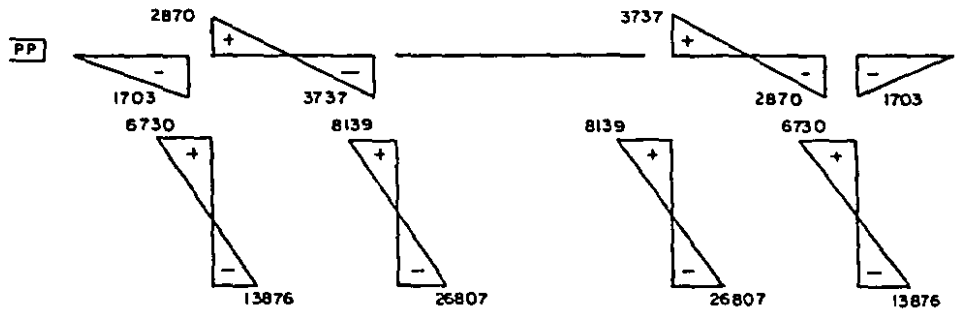
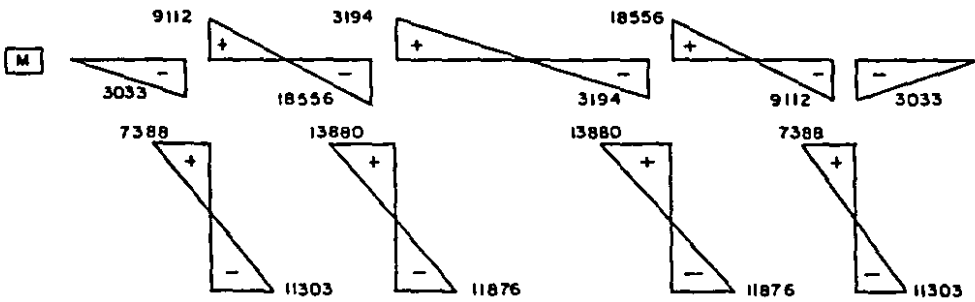
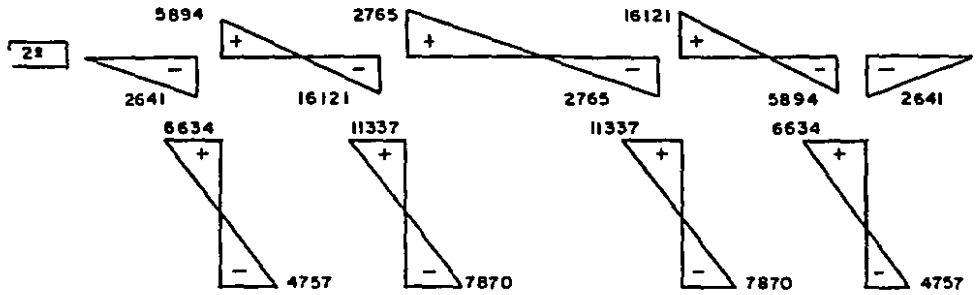
5222



SISMO EJE 7

M (Kg-m)

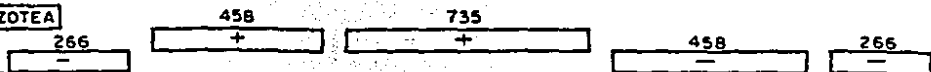




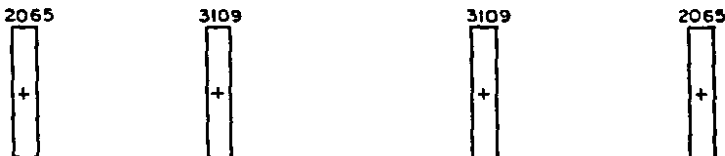
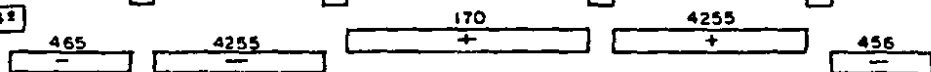
SISMO EJE 7

V (Kg)

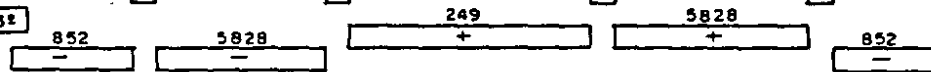
AZOTEA



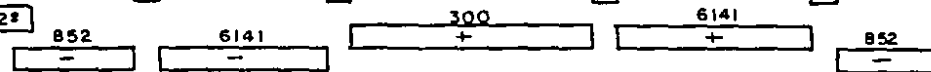
41

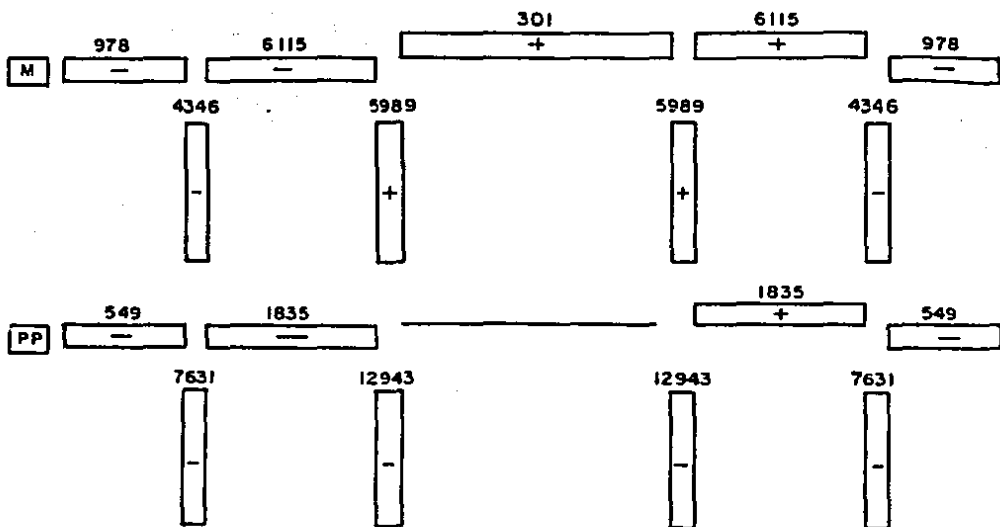


31

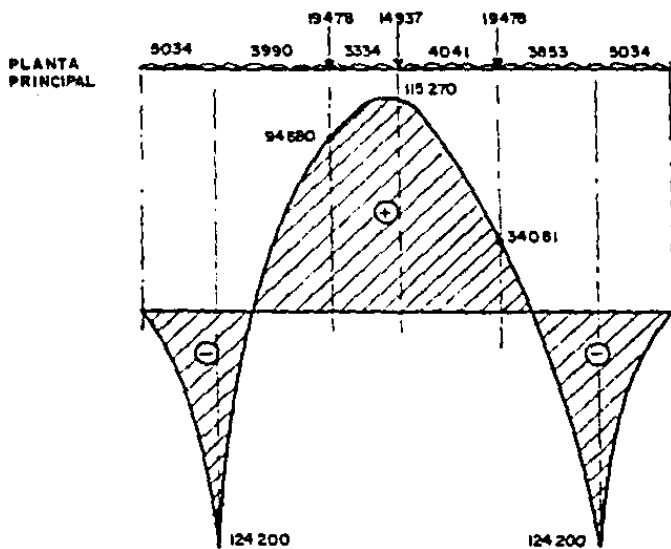
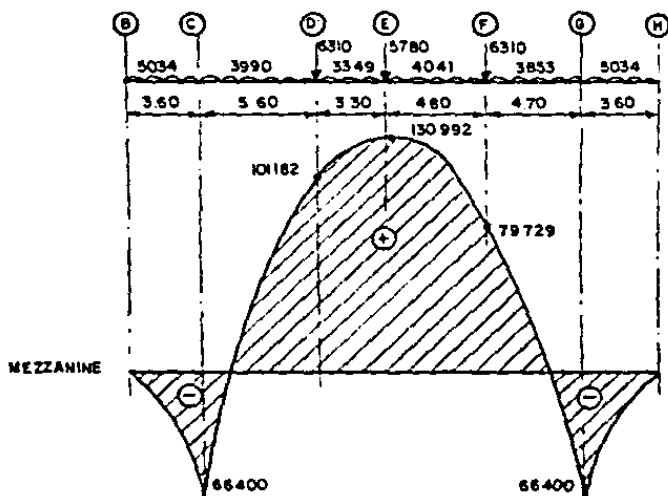


21

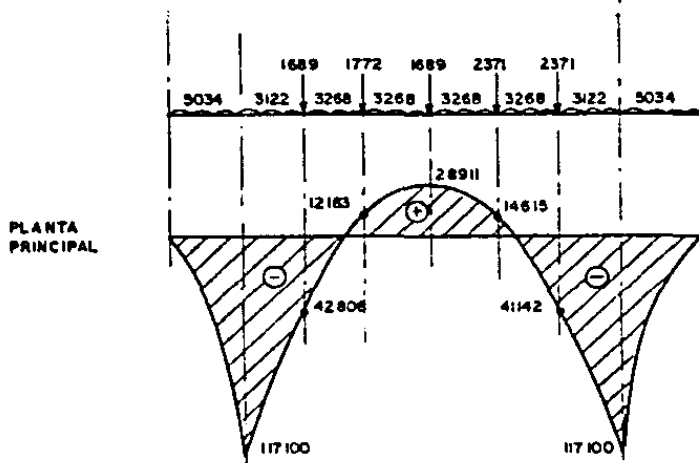
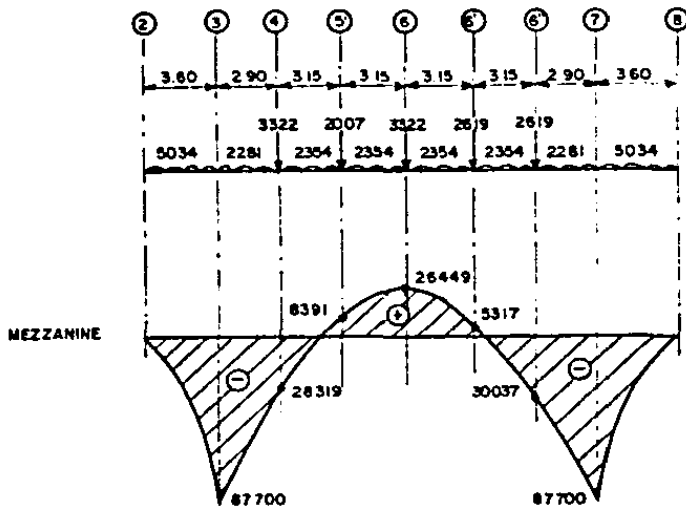




CARGAS PERMANENTES EJE B



CARGAS PERMANENTES EJE B = EJE H

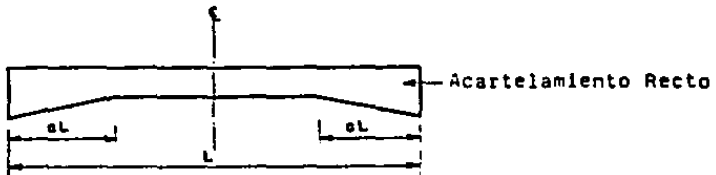


REVISION DE TRABES

Estos marcos están formados por columnas, con traves rectas y por traves de sección acartelada.

Este tipo de sección acartelada son piezas de momento de inercia variable, este tipo de estructura se utiliza para determinadas condiciones de carga, también para economizar material y disminuir su peso.

Por lo común, no es conveniente la viga acartelada, a pesar de que se ahorre concreto, ya que al reducirse el peralte, - debe aumentarse el acero de refuerzo



Para la solución de estas traves, se usaron los diagramas de "Teoría y Práctica del Concreto Reforzado" de Clarence W. - Dunham.

MOMENTOS EXISTENTES EN TRABES (kg-m)

EJE C * EJE G

	C2		C3		C7		C8		
MCV	-63500	7023	-132300	52720	-52720	132300	-7023	63500	AZOTEA
MS	-728	+2700	-5488	+553	-553	+5488	-2100	+728	
MS	728	-2700	5488	-553	+553	-5488	+2700	-728	
MCV-MS	-64228	9723	-137788	53273	-53273	137788	-9723	64228	
MCV-MS	-62772	4323	-126812	+52167	-52167	126812	-4327	62772	
MCV	-37110	7023	-135600	49420	-49420	135600	-7023	37110	4º
MS	-1262	4228	-8084	1382	-1382	8084	-4228	1262	
MS	1262	-4228	8084	-1382	1382	-8084	-4228	+1262	
MCV-MS	-38372	11251	-143684	50802	-50802	143684	-11251	38372	
MCV-MS	-35848	2795	-127516	+48038	-48038	127516	-2795	35848	
MCV	-38600	7023	-135600	49420	-49420	135600	-7023	38000	3º
MS	-1862	6054	-12105	2846	-2846	+12105	-6054	1862	
MS	1862	-6054	12105	-2846	2846	-12105	6054	-1862	
MCV-MS	-40462	13077	-147705	52226	-52226	147705	-13077	40462	
MCV-MS	-36738	969	-123495	46574	-46574	123495	-969	36738	
MCV	-36200	7023	-135600	49420	-49420	135600	-7023	36200	2º
MS	-2442	7758	-16492	2654	-2654	16492	-7758	2442	
MS	2442	-7758	16492	-2654	2654	-16492	7758	-2442	
MCV-MS	-38642	14781	-152092	52074	-52074	152092	-14781	38642	
MCV-MS	-33758	-735	-119108	46766	-46766	119108	+735	33758	
MCV	-50900	7023	-161400	38194	-38194	161400	-7023	50900	M
MS	-3046	10010	-19598	4617	-4617	+19598	-10010	3046	
MS	3046	-10010	19598	-4617	4617	-19598	10010	-3046	
MCV-MS	-53946	17033	-180998	42811	-42811	180998	-17033	53946	
MCV-MS	-47854	-2987	-141802	33577	-33577	141802	2987	47854	
MCV	-36900	7023	-135800	49220	-49220	133800	-7023	36900	P.P.
MS	-1975	5283	-14747	0	0	14747	-5283	1975	
MS	1975	-5283	14747	0	0	-14747	5283	-1975	
MCV-MS	-38875	12306	-150547	49220	-49220	150547	-12306	38875	
MCV-MS	-34925	1740	-121053	49220	-49220	121053	-1740	34925	

PLANTAS TIPO (AZOTEA, 4º, 3º y 2º). SECCIONES CARTELADAS

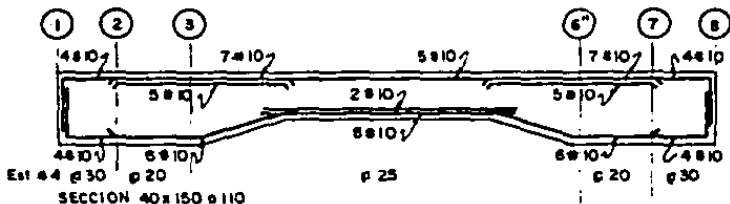
M act máx = 15,209,200 kg-cm
M resist = $kbd^2 = (20.70)(40)(145)^2 = 17,408,700$ kg-cm
M act máx = 5,207,400 kg-cm
M resist = 9,128,700 kg-cm

M act = 15,209,200 kg-cm

As = 62.21 cm²

M act = 5,207,400 kg-cm

As = 29.41 cm²



MEZZANINE

M act máx = 18,099,800 kg-cm

M resist = 17,408,700 kg-cm

M act máx = 4,281,100 kg-cm

M resist = 9,128,700 kg-cm

M act = 18,099,800 kg-cm

As = 74.03 cm²

fsc = 2000 kg/cm²

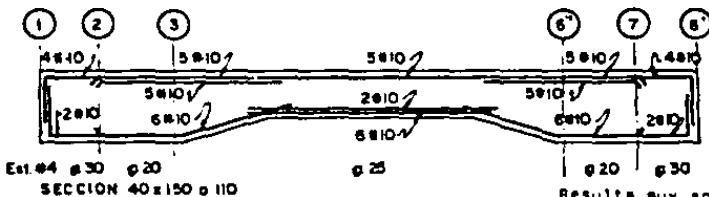
A's = 2.46 cm²

Trabaja como doblesente armada.

M act máx = 4,281,100 kg-cm

As = 24.18 cm²

Resultado muy sobrado en acero



PLANTA PRINCIPAL

M act máx = 15,054,700 kg-cm

M resist = 19,892,700 kg-cm

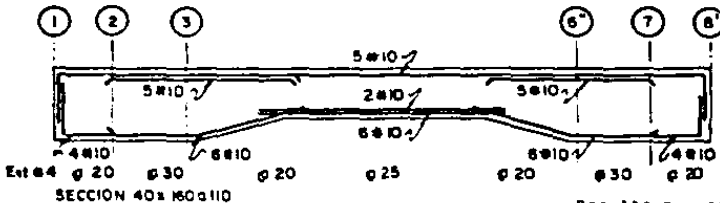
M act máx = 4,922,000 kg-cm

M resist = 9,128,700 kg-cm

As = 57.60 cm²

As = 27.80 cm²

Resultado muy sobrado en acero



SECCION 40x150 o 110

Resultado muy sobrado en acero

EJE 7

MOMENTOS EXISTENTES EN TRABES

	7B		7C		7C		7D	
MCV -	-1067200	7023	-221500	+57091	-57091	221500	-7023	1067200
MS →	-827	971	-680	6736	-6736	680	-971	827
MS ↑	827	-971	680	-6736	6736	-680	971	-827
MCV-MS ↓	-107527	7994	-222180	63827	-63827	222180	-7994	107527
MCV-MS ↑	-105873	6052	-220820	50355	-50355	220820	-6052	105873
MCV -	-62800	7023	-227100	51491	-51491	227100	-7023	62800
MS →	-1442	5067	-9714	1568	-1568	9714	-5067	1442
MS ↑	1442	-5067	9714	-1568	1568	-9714	5067	-1442
MCV-MS ↓	-64242	+12090	-236814	53059	-53059	236814	-12090	64242
MCV-MS ↑	-61358	1956	-217386	+49923	-49923	217386	-1956	61358
MCV -	-70200	7023	-226200	52391	-52391	226200	-7023	70200
MS →	-2642	6804	-14177	2292	-2292	14177	-6804	2642
MS ↑	2642	-6804	14177	-2292	2292	-14177	6804	-2642
MCV-MS ↓	-72842	13827	-240377	54683	-54683	240377	-13827	72842
MCV-MS ↑	-67558	219	-212023	50099	-50099	212023	-219	67558
MCV -	-69600	7023	-226300	52291	-52291	226300	-7023	69600
MS →	-2641	5894	-16121	2765	-2765	16121	-5894	2641
MS ↑	2641	-5894	16121	-2765	2765	-16121	5894	-2641
MCV-MS ↓	-72241	12917	-242421	55056	-55056	242421	-12917	72241
MCV-MS ↑	-66959	1129	-210179	49526	-49526	210179	-1129	66959
MCV -	-60000	7023	-213300	50995	-50995	213300	-7023	60000
MS →	-3030	9112	-18556	3194	-3194	18556	-9112	3030
MS ↑	3030	-9112	18556	-3194	3194	-18556	9112	-3030
MCV-MS ↓	-63030	16135	-231856	54189	-54189	231856	-16135	63006
MCV-MS ↑	-	-2089	-194744	47801	-47801	194744	2089	56970
MCV -	-69200	7023	-246500	37091	-37091	246500	-7023	69200
MS →	-1703	2870	-3737	0	0	3737	-2870	1703
MS ↑	1703	-2870	3737	0	0	-3737	2870	-1703
MCV-MS ↓	-70903	9870	-250237	32091	-32091	250237	-9870	70903
MCV-MS ↑	-67497	4153	-242763	32091	-32091	242763	-4153	67497

AZOTEA

4º

3º

2º

M

P.P.

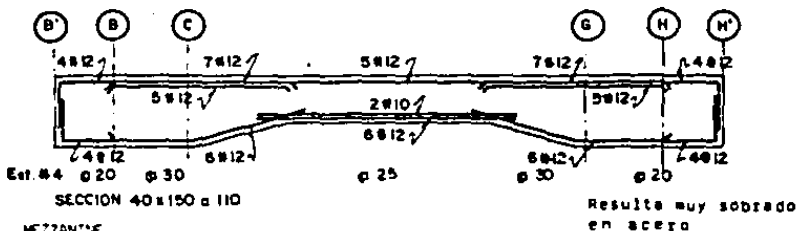
PLANTAS TIPO (AZOTEA, 4º, 3º, 2º) SECCIONES ACARTELADAS

M act máx = 21,017,900 kg-cm
M resist = 17,408,700 kg-cm
M act máx = 5,505,600 kg-cm
M resist = 9,128,700 kg-cm

Doblemente armada

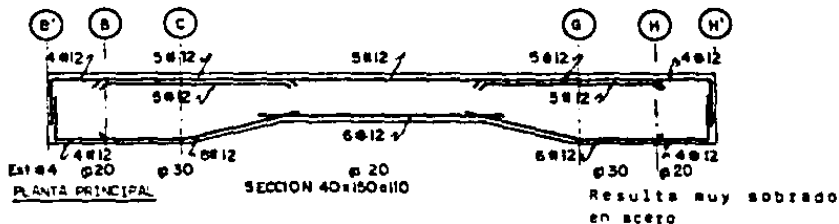
$M_{act} = 21,071,900 \text{ kg-cm}$
 $A_s = 86.19 \text{ cm}^2$
 $f_{sc} = 2000 \text{ kg/cm}^2$
 $A's = 12.89 \text{ cm}^2$

$M_{act} = 5,503,600 \text{ kg-cm}$
 $A_s = 31.09 \text{ cm}^2$



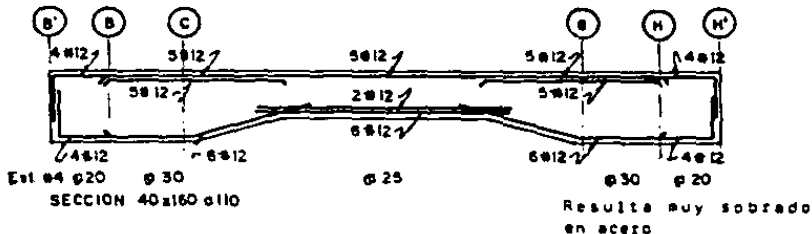
$M_{act\ máx} = 23,185,600 \text{ kg-cm}$
 $M_{resist} = 17,408,700 \text{ kg-cm}$
 $M_{act\ máx} = 5,818,900 \text{ kg-cm}$
 $M_{resist} = 9,128,700 \text{ kg-cm}$

Doblemente armada
 $A_s = 94.84 \text{ cm}^2$
 $f_{sc} = 2000 \text{ kg/cm}^2$
 $A's = 24.47 \text{ cm}^2$
 $A_s = 29.21 \text{ cm}^2$



$M_{act\ máx} = 25,023,700 \text{ kg-cm}$
 $M_{resist} = 19,892,700 \text{ kg-cm}$
 $M_{act\ máx} = 3,209,100 \text{ kg-cm}$
 $M_{resist} = 9,128,700 \text{ kg-cm}$

Doblemente armada
 $A_s = 95.75 \text{ cm}^2$
 $f_{sc} = 2000 \text{ kg/cm}^2$
 $A's = 17.10 \text{ cm}^2$
 $A_s = 18.13 \text{ cm}^2$



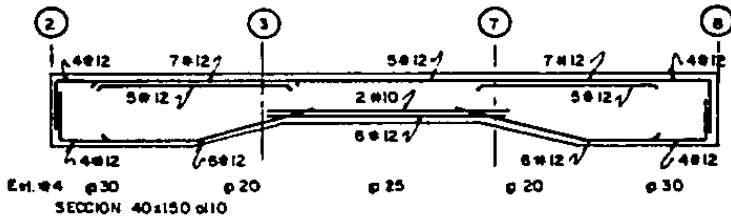
MOMENTOS EXISTENTES EN TRABES

EJE B = EJE H

	B3		B7		
KCV	-116220	49528	-49528	116200	
MS →	-16492	2654	-2654	16492	
MS ↑	16492	-2654	2654	-16492	2º
KCV+MS →	-132712	52182	-52182	132712	
KCV+MS ↑	-99728	46874	-46874	99728	
KCV	-87700	35343	-35343	87700	
MS →	-19598	4617	-4617	19598	
MS ↑	19598	-4617	4617	-19598	M
KCV+MS →	-107298	39960	-39960	107298	
KCV+MS ↑	-68102	30726	-30726	68102	
KCV	117100	-48648	-48648	117100	
MS →	-14747	0	0	14747	
MS ↑	14747	0	0	-14747	P.P.
KCV+MS →	-131847	-48648	48648	131847	
KCV+MS ↑	-102353	-48648	48648	102353	

PLANTAS TIPO (AZOTEA, 4º, 3º y 2º). SECCION ACARTELADA

M act máx = 13,271,200 kg-cm	As = 54.28 cm ²
M resist = 17,408,700 kg-cm	
M act máx = 5,218,200 kg-cm	As = 29.47 cm ²
M resist = 9,128,760 kg-cm	



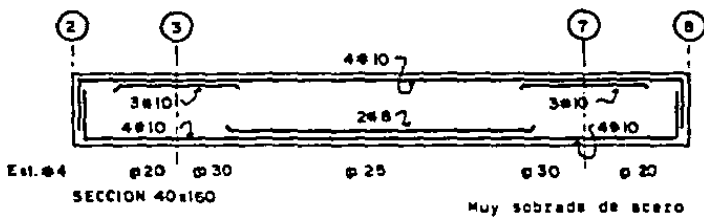
Resultado muy sobrado
en acero

MEZZANINE

M act máx = 10,729,800 kg-cm

M resist = 19,892,700 kg-cm

As = 38.57 cm²



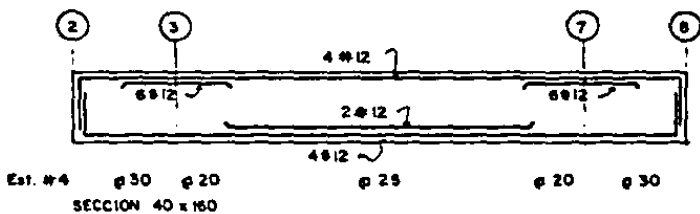
PLANTA PRINCIPAL

Este trabe está agrietada

M act máx = 13,164,700 kg-cm

M resist = 19,892,700 kg-cm

As = 50.45 cm²



Muy sobrada de acero

MOMENTOS EXISTENTES EN TRABES

EJE 2

	2C		2G		
MCV	-273500	65634	-60634	+273500	2ª
MS	-16127	2765	-2765	16127	
MS	16127	-2765	2765	-16127	
MCV+MS	-289627	68399	-68399	-289627	
MCV-MS	-257373	62869	-62869	-257373	
MCV	-275100	64034	-64034	275100	P.P.
MS	-2870	0	0	+2870	
MS	-2870	0	0	2870	
MCV+MS	-277970	64034	-64034	277920	
MCV-MS	-272230	64034	64034	272230	

PLANTAS TIPO (AZOTEA, 4ª, 3ª y 2ª)

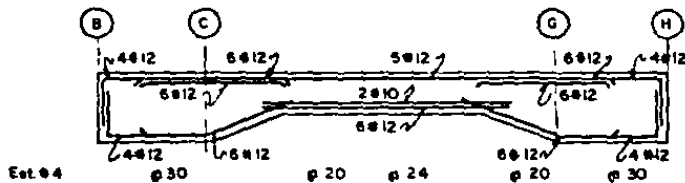
SECCION ACARTELADA

M act máx = 28,962,700 kg-cm
M resist = 17,408,700 kg-cm

M act máx = 6,286,900 kg-cm
M resist = 9,128,700 kg-cm

As₁ = 118.47 cm²
fsc = 2000 kg/cm²
A's = 41.26 cm²

As = 35.51 cm²



SECCION 40x150x110

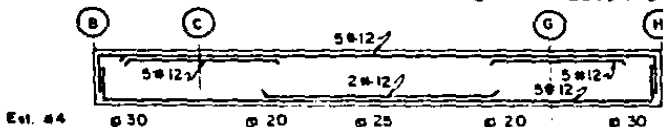
Resulta sobrada en acero

PLANTA PRINCIPAL

(trabe acartelada)

M act máx = 27,797,000 kg-cm
M resist = 19,692,700 kg-cm

As₁ = 106.36 cm²
fsc = 2000 kg/cm²
As' = 26.34 cm²



SECCION 40x160

sobrada en acero

MOMENTOS EXISTENTES EN TRABES

EJE 3

	3B		3C		3C		3H		
MCV	-47800	7023	-162300	49900	-49900	-162300	-7023	47800	2º
MS →	-2641	5894	-16121	2765	-2765	16121	5894	2641	
MS ←	2641	-5894	16121	-2765	2765	-16121	-5894	-2641	
MCV-MS →	-50441	12917	-178421	52665	-52665	178421	-12917	50441	
MCV-MS ←	-42518	1129	-146179	47135	-47135	146179	-1129	42518	
MCV	-31500	7023	-115900	55815	-55815	115900	-7023	31500	H
MS →	-3030	9112	-18556	3194	-3194	18556	-9112	3030	
MS ←	3030	-9112	18556	-3194	3194	-18556	9112	-3030	
MCV-MS →	-34330	16135	-134456	59009	-59009	134456	-16135	34330	
MCV-MS ←	-28470	2089	-97334	52621	-52621	97334	-2089	28470	
MCV	-37700	7023	-128400	83800	-83800	128400	-7023	37700	P.P
MS →	-1703	2870	-3737	0	0	3737	-2870	1703	
MS ←	1703	-2870	3737	0	0	-3737	2870	-1703	
MCV-MS →	-39403	9893	-132137	83800	-83800	132137	-9893	39403	
MCV-MS ←	-35997	4153	-124663	83800	-83800	124663	-4133	35997	

PLANTAS TIPO (AZOTEA, 4º, 3º, 2º)

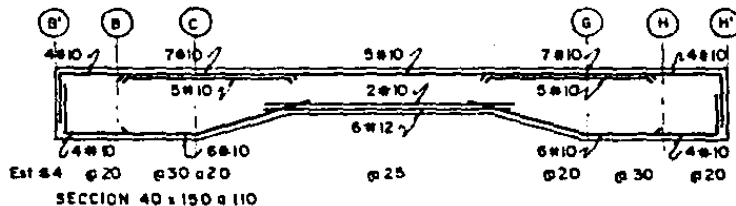
SECCION ACARTELADA

M act máx = 17,842,100 kg-cm
M resist = 17,408,700 kg-cm

M act máx = 4,713,500 kg-cm
M resist = 9,128,700 kg-cm

As = 72.98 cm²

As = 26.62 cm²

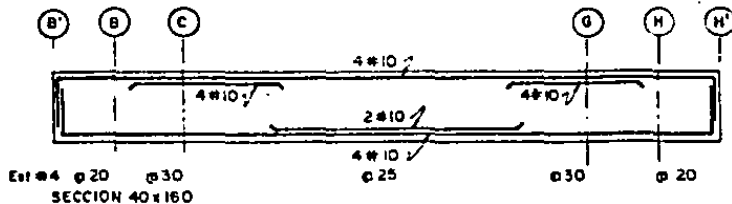


Resulta sobrada en acero

MEZZANINE

M act máx = 13,495,600 kg-cm
M resist = 19,892,700 kg-cm

As = 51.45 cm²



Resultado sobrada en acero

PLANTA PRINCIPAL

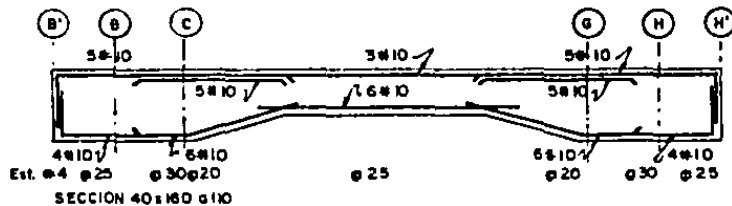
M act máx = 13,273,700 kg-cm
M resist = 19,892,700 kg-cm

As = 50.56 cm²

SECCION ACARTELADA

M act máx = 8,380,000 kg-cm
M resist = 9,128,700 kg-cm

As = 47.33 cm²



Resultado sobrada en acero

MOMENTOS EXISTENTES EN TRABES

EJE 8

	AC		BG		
MCV	-123500	22190	-22190	123500	2º
MS →	-16127	2765	-2765	16127	
MS ←	16127	-2765	2765	-16127	
MCV+MS→	-139627	24955	-24955	139627	
MCV+MS←	-107373	19425	-19425	107373	
MCV	-66400	18700	-18700	66400	M
MS →	-18556	3194	3194	18556	
MS ←	18556	-3194	-3194	-18556	
MCV+MS→	-84956	21894	-21894	84956	
MCV+MS←	-47884	15506	-15506	47884	
MCV	-124200	21490	21490	124200	P.P.
MS →	2870	0	0	2870	
MS ←	2870	0	0	-2870	
MCV+MS→	-127070	21490	-21490	127070	
MCV+MS←	-121330	21490	-21490	121330	

PLANTA TIPO (AZDTEA, 4º, 3º, 2º)

SECCION ACARTELADA

M act máx = 10,737,300 kg-cm

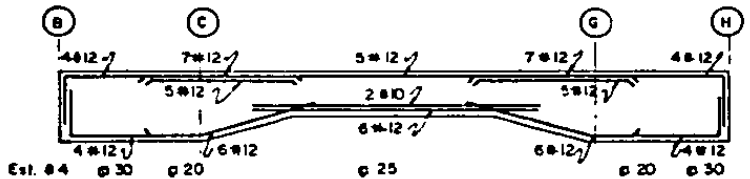
M act máx = 1,992,500 kg-cm

M resist = 17,408,700 kg-cm

M resist = 9,128,700 kg-cm

As = 43.92 cm²

As = 10.97 cm²



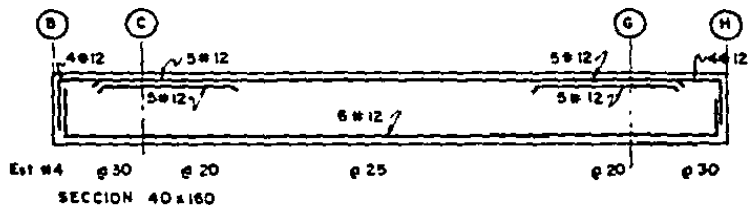
SECCION 40x150x110

Resultado sobrado
en acero

PLANTA MEZZANINE

M máx act = 21,094,000 kg-cm
M resist = 19,892,700 kg-cm

As₁ = 83.78 cm²
fsc = 2000 kg/cm²
A's = 6.67 cm²

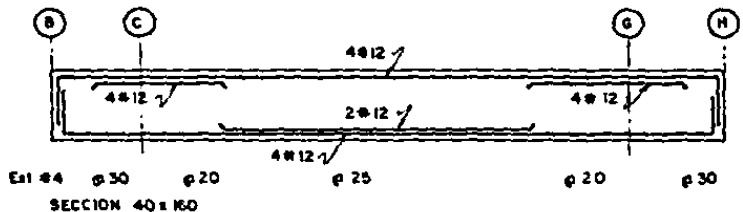


PLANTA PRINCIPAL

Esta trabe está agrietada

M máx act = 21,490,000 kg-cm
M resist = 19,892,700 kg-cm

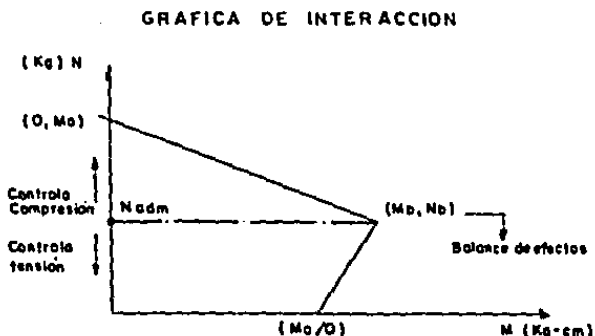
As₁ = 82.23 cm²
fsc = 2000 kg/cm²
A's = 5.32 cm²



Sobrada en acero

NUCLEOS DE CONCRETO

Dado que las columnas trabajan a flexo-compresión, se obtuvo para la revisión una gráfica de interacción (N - M) que comprende los siguientes puntos característicos:



Donde:

M_o = Es el momento que resiste la sección de la columna cuando $N = 0$

$M_o = 0.40 A_s \text{ tensión } f_y (d - d')$

N_o = Cortante que resiste la sección

En la zona en que controla compresión la resistencia de la sección se valuará con la fórmula de interacción (Fórmula - de la Escuadría).

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

Donde:

f = Esfuerzos actuantes
F = Esfuerzos resistentes
a = En compresión
b = En flexión

$$f_a = \frac{N}{A_g} ; f_b = \frac{M_b}{I_{\text{transformada}}} \text{ y}$$

$$F_a = 0.34 (1 + P_g m) f'c$$

Donde:

P_g = es la relación $A_s \text{ total} / A \text{ concreto}$

m = Constante de cálculo = $f_y / 0.85 f'c$

$$I_{\text{transformada}} = \frac{bh^3}{12} + A_s \text{ total} (2n - 1) \left(\frac{d - d'}{2}\right)^2$$

$$M_b = N_b e_b$$

Donde: $e_b = (0.67 P_g m + 0.17)d$ (excentricidad límite)

$$F_b = 0.45 f'c$$

$$N \text{ admisible} = 0.85 A_g (0.25 f'c + 0.40 f_y P_g)$$

$$\frac{M_x}{M_{R_x}} + \frac{M_y}{M_{R_y}} \leq 1.00$$

$$P_g \text{ min} = 1\%$$

$$P_g \text{ permisibles} \quad P_g \text{ max} = 4\%$$

SECCIONES DE NUCLEOS

• SOTANO, PLANTA PRINCIPAL Y PLANTA MEZZANINE

A concreto	= 0.40 m x 1.30 m	= 5200 cm ²	Pg = 2.6%
A acero	= 12 Vrs # 12	= 136.8 cm ²	
A concreto	= 0.40 m x 3.60 m	= 14400 cm ²	Pg = 1.31%
A acero	= 12 Vrs # 12 + 15 # 5 + 18 # 4	= 169.51 cm ²	

*SECCION 40 x 360 cm
REFUERZO 12 Vrs # 12 + 15 Vrs # 5 + 18 Vrs # 4

Mo = 106,120,000 kg-cm

Fa = 105.95 kg/cm²

I transformada = 177,710,633 cm⁴

$$fb = \frac{M}{177,710,633} \quad (180)$$

Fb = 112.50 kg/cm²

eb = 118.99 kg/cm²

No = 1,523,680 kg

Nb = 1,511,950 kg

Mb = 179,906,934 kg-cm

* SECCION 40 x 136 cm
REFUERZO 12 Vrs # 10

Mo = 18,293,760 kg-cm

Fa = 114.27 kg/cm²

I transformada = 17,885,764 cm⁴

$$fb = \frac{Mb}{17,885,764} \quad (65)$$

Fb = 112.50 kg/cm²

eb = 50.09 cm

No = 594,204 kg

Nb = 585,542 kg

Mb = 29,329,832 kg-cm

* SECCION 40 x 360 cm
REFUERZO 12 Vrs # 10 + 15 Vrs # 5 + 18 Vrs # 4

Mo = 82,880,000 kg-cm

Fa = 101.31 kg/cm²

I transformada = 294,305,150 cm⁴

$$fb = \frac{M}{294,305,150} \quad (180)$$

Fb = 112.50 kg/cm²

eb = 106.00 cm

No = 1 458 864 kg

Nb = 1 452 081 kg

Mb = 153,920,686 kg-cm

Los núcleos de concreto están sobrados ante las cargas permanentes y acciones producidas por el sismo, por momento y por cortante.

DISEÑO DE LOSAS

Las losas son macizas en todos los entrepisos.

Las losas se calcularán empleando coeficientes de repartición del Dr. Westergaard.

A continuación se dan los coeficientes empleados.

COEFICIENTES PARA MOMENTOS EN LAS FAJAS INTERMEDIAS

M O M E N T O S	Claro corto Valores de m						Claro largo Todo valor de m
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	
Caso 1- Tableros interiores.							
Momento negativo en el borde continuo.	.033	.040	.048	.055	.063	.083	.033
Momento positivo en el centro del claro.	.025	.030	.036	.041	.047	.062	.025
Caso 2- Un borde discontinuo.							
Momento negativo en el borde continuo.	.041	.048	.055	.062	.069	.085	.041
Borde discontinuo	.021	.024	.027	.031	.035	.042	.021
Momento positivo en el Centro del claro.	.031	.036	.041	.047	.052	.064	.031
Caso 3- Dos bordes discontinuos							
Momento negativo en el borde Continuo	.049	.057	.064	.071	.078	.090	.049
Borde discontinuo	.025	.028	.032	.036	.039	.045	.025
Momento positivo en el centro del claro	.037	.043	.048	.054	.059	.068	.037
Caso 4- Tres Bordes Discontinuos.							
Momento negativo en el Borde continuo.	.058	.066	.074	.082	.090	.098	.058
Borde discontinuo.	.029	.033	.037	.041	.045	.049	.029
Momento positivo en el Centro del claro	.044	.050	.056	.062	.068	.074	.044
Caso 5- Cuatro bordes discontinuos.							
Momento negativo en el Borde Continuo.	--	--	--	--	--	--	--
Borde discontinuo.	.033	.038	.043	.047	.053	.055	.033
Momento positivo en el Centro del claro.	.050	.057	.064	.072	.080	.083	.050

Para determinar el peralte de la losa

$$d = \sqrt{\frac{Mf}{kb}}$$

donde:

d = peralte efectivo

b = 100 cm.

H = peralte total

r = recubrimiento (3 cm)

K = $\frac{1}{2} f'ckj$

Para el área de acero se va a considerar el mismo diámetro - que tienen las losas construidas igual a la varilla del # 3.

Para la separación del acero en las losas

$$s = \frac{100 a_s}{A_s}$$

$A_s = \frac{Mf \text{ (kg-cm)}}{f_s j d}$ por lo tanto:

$$\text{sep } 3/8" = \frac{100 a_s}{Mf} = \frac{(0.71) (2000) (.843) (7)}{Mf}$$

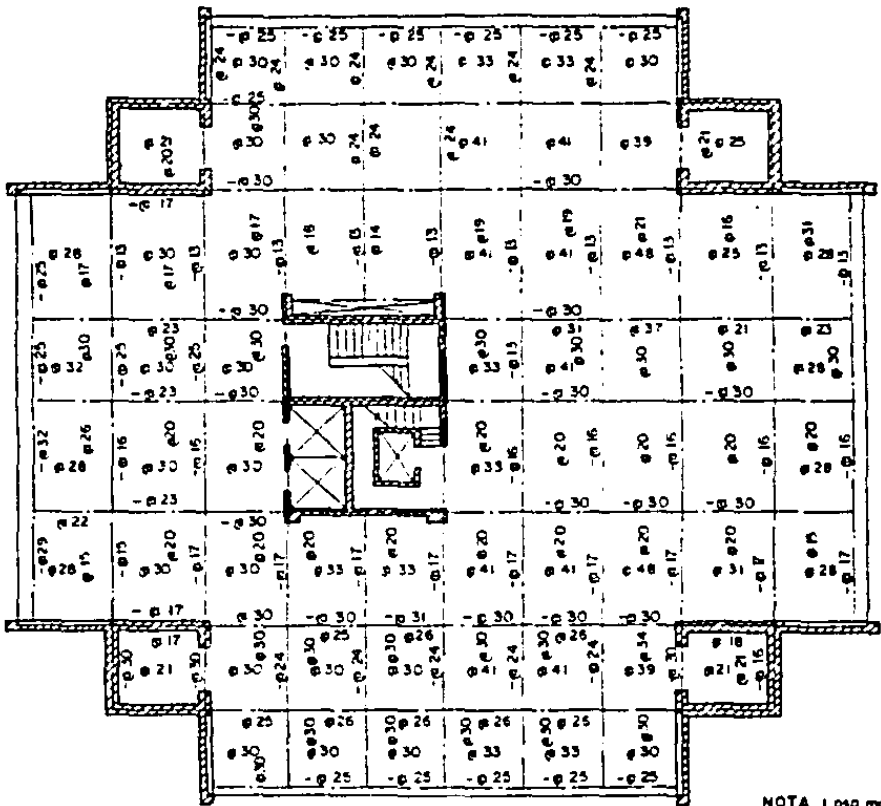
$$\text{sep } 3/8" \approx \frac{8379.42}{Mf}$$

Momento flexionante igual a:

Mf = coeficiente x peso de la losa x claro corto al cuadrado

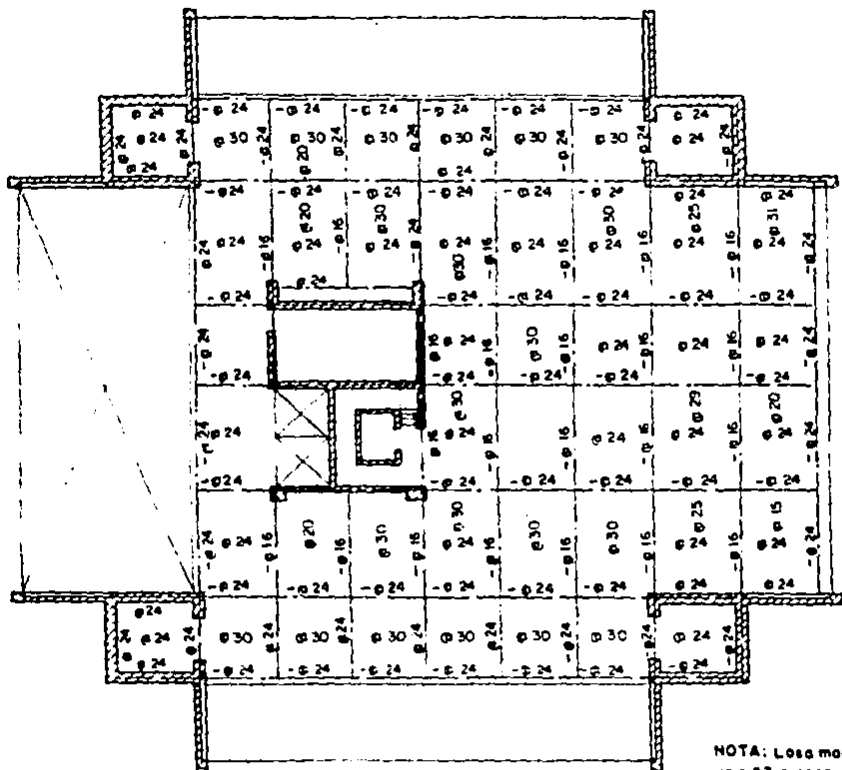
$$M = C_w s^2$$

$$m = \frac{s}{L} = \frac{\text{claro corto}}{\text{claro largo}}$$



PLANTAS TIPO

NOTA: Losa maciza
 h=10cm, vars. e3 a
 separaciones indica-
 das en esta planta.
 (-) Indica acero hecho
 superior



NOTA: Losa maciza h=10cm
 vars Ø3 a separaciones indi-
 cadas en esta planta
 (-) indica acerolechoso-
 perior

PLANTA MEZZANINE

EXTRACCION DE CORAZONES DE EDIFICIO DE OFICINAS TECAMACHALCO

EXTRACCION DE CORAZONES LOSAS DE PISO PRINCIPAL

No. DE MUESTRA	PESO g	Ø cm.	ALTURA cm.	SECCION cm ²	CARGA kg	f'c CORAZON kg/cm ²	f'c kg/cm ² CORREGIDA
1	1303.0	8.0	12.0	50.2	15600	311	302.0
2	1015.0	8.0	9.0	50.2	15150	302	279.0

EXTRACCION DE CORAZONES EN (NUCLEO DE CONCRETO)

No. DE MUESTRA	PESO g	Ø cm.	ALTURA cm.	SECCION cm ²	CARGA kg	f'c CORAZON kg/cm ²	f'c kg/cm ² CORREGIDA
1	1120.0	8.0	10.0	50.2	17000	339	310
2	1790.0	8.0	16.0	50.2	20800	402	402

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA POR MEDIO DE ULTRASONIDO EN NUCLEO DE -

CONCRETO A

No. DE MUESTRA	VELOCIDAD DEL SONIDO Km/seg	RESISTENCIA kg/cm ²	
1	3.09	342	N=14 x=543 x ² =2144963 x=389.5 kg/cm ²
2	3.08	341	
3	3.08	341	
4	3.08	341	
5	3.67	406	
6	3.45	382	
7	4.0	442	
8	3.39	375	
9	3.79	409	
10	4.0	442	
11	4.03	443	
12	3.25	459	
13	3.74	414	
14	3.73	414	
15			

ULTRASONIDO EN: NUCLEO DE CONCRETO B

No. DE	VELOCIDAD DEL SONIDO Km /seg	RESISTENCIA EN Kg/cm ²	
1	3.52	389	N=14 x=5496 x ² =2179944 x=393 kg/cm ²
2	3.20	354	
3	3.16	349	
4	3.77	417	

ULTRASONIDO EN: NUCLEO DE CONCRETO B

No. DE MUESTRA	VELOCIDAD DEL SONIDO km/seg	RESISTENCIA EN kg/cm ²
5	4.16	460
6	3.33	368
7	4.12	456
8	3.25	354
9	3.45	382
10	3.60	398

ULTRASONIDO DE: NUCLEO DE CONCRETO B

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO EN km/seg	RESISTENCIA EN kg/cm ²
11	3.60	398
12	3.42	378
13	4.12	456
14	3.00	332
15		

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA TRASE T-A EN PLANTA PRINCIPAL, EMPLEANDO EL ULTRASONIDO

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO km/seg	RESISTENCIA EN kg/cm ²
1	2.42	368
2	2.43	269
3	2.47	273
4	2.37	262
5	2.42	262
6	2.50	277
7	2.37	262
8	2.35	260
9	2.56	283
10	2.56	283
11	2.61	289
12	2.59	286
13	2.68	296
14	2.42	275
15	2.96	327
16	2.33	258
17	2.81	311
18	3.00	332
19	3.03	365

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO Km/seg	RESISTENCIA EN Kg/cm ²
20	2.85	317
21	2.59	286
22	2.49	275
23	2.61	269
24	2.50	277
25	2.59	286
26	3.13	346
27	3.12	345
28	2.63	291
29	2.51	278
30	2.60	288
31	2.54	281
32	2.63	291
33	2.66	294
34	2.75	324
35	2.49	275
36	2.73	302
37	2.75	304
38	2.91	322
39	2.75	304
40	2.71	302
41	2.74	303
42	2.89	320
43	2.77	356
44	2.39	264
45	2.58	285
46	2.51	278
47	2.51	278
48	2.46	272
49	2.54	281
50	2.52	279
51	2.60	288
52	2.73	302
53	2.60	288
54	2.73	302
55	2.53	280
56	2.75	304
57	2.72	301
58	2.64	292
59	2.61	289
60	2.47	273
61	2.37	262
62		

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO EN LA TRASE T-A EN PRIMER PISO, EMPLEANDO EL ULTRASONIDO

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO Km/seg	RESISTENCIA EN Kg/cm ²
1	3.35	371

No. DE
LECTURA

VELOCIDAD DEL SONIDO
Km/seg

RESISTENCIA EN
kg/cm²

2	3.27	362
3	3.27	373
4	3.32	367
5	3.35	371
6	3.28	374
7	3.27	362
8	3.12	345
9	3.12	345
10	3.15	348
11	3.39	375
12	3.21	355
13	3.18	352
14	3.18	352
15	3.18	352
16	3.34	369
17	3.09	342
18	2.09	331
19	3.29	364
20	3.29	364
21	3.25	359
22	3.35	371
23	3.22	356
24	3.31	366
25	3.47	384
26	3.51	388
27	3.22	356
28	3.17	351
29	3.21	355
30	3.32	367
31	3.58	396
32	3.35	371
33	3.43	379
34	3.50	387
35	3.20	354
36	3.24	350
37	3.10	343
38	3.29	364
39	3.23	357
40	3.08	420
41	3.24	358

N=4
x=14914
x²=5435628
X=364 kg/cm²

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA EN kg/cm² EMPLEANDO ULTRASONIDO EN LAS

TRABES T-2, T-3 Y T-4 EN SOTANO. (PLANTA PRINCIPAL)

TRABE T-2

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO km/seg	RESISTENCIA EN kg/cm ²	
1	3.80	420	
2	4.03	445	
3	3.94	436	
4	3.6	398	N=10
5	3.5	387	x=4248
6	3.98	440	x ² =1813156
7	4.36	471	X=425 kg/cm ²
8	4.20	464	
9	3.52	389	
10	3.60	398	

TRABE T-3

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO km/seg	RESISTENCIA EN kg/cm ²	
1	4.13	457	
2	4.28	473	
3	4.25	470	
4	3.26	361	N=5
5	3.21	355	x=2116
			x ² =909824
			X=423 kg/cm ²

TRABE T-4

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO km/seg	RESISTENCIA EN kg/cm ²	
1	4.68	518	
2	4.56	504	
3	4.46	493	
4	4.30	476	
5	4.61	510	
6	4.55	503	
7	4.04	447	N=22
8	4.19	463	x=10294
9	4.53	501	x ² =4845986
10	4.31	472	X=468 kg/cm ²
11	4.27	473	
12	4.28	379	
13	4.33	477	
14	4.31	477	
15	4.59	507	
16	4.17	461	

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO km/seg	RESISTENCIA EN kg/cm ²
17	4.24	469
18	4.09	452
19	4.11	455
20	4.15	459
21	3.76	416
22	3.45	382

TRABE T-2

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO km/seg	RESISTENCIA EN kg/cm ²
1	4.54	502
2	4.50	498
3	4.36	482
4	4.70	520
5	4.31	477
6	4.33	479
7	4.51	499
8	4.33	478
9	4.58	506
10	4.08	451
11	4.12	456
12	4.48	495
13	4.41	488
14	4.55	492
15	4.60	509
16	4.43	490
17	4.34	480
18	4.52	500
19	4.33	479
20	4.06	449
21	4.18	462

TRABE T-3

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO Km/seg	RESISTENCIA EN Kg/cm ²
1	4.53	501
2	4.68	518
3	4.33	479
4	4.96	549
5	4.26	471
6	4.63	512
7	4.62	511
8	4.47	494
9	4.55	503
10	4.61	510

N=15
 $\Sigma x = 6988$
 $\Sigma x^2 = 3493960$
 $\bar{x} = 499 \text{ kg/cm}^2$

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO km/seg	RESISTENCIA EN kg/cm ²
11	4.20	464
12	4.42	489
13	4.42	489
14	4.50	498

TRABE T-4

No. DE LECTURA	VELOCIDAD DEL SONIDO Km/seg	RESISTENCIA EN kg/cm ²
1	4.50	498
2	4.31	477
3	4.59	508
4	4.52	500
5	4.67	517
6	3.16	349
7	4.55	393
8	4.73	523
9	4.42	489
10	4.44	491
11	4.49	497
12	4.47	494
13	4.28	473
14	4.41	488
15	4.44	491
16	4.41	483
17	4.32	378
18	4.20	465
19	4.22	467
20	4.32	378
21	4.20	465
22	4.22	467
23	4.32	478
24	4.43	490
25	4.14	458
26	4.56	504
27	4.53	501
28	4.22	467
29	4.20	465
30	4.45	492
31	4.23	468
32	4.44	491
33	4.60	509
34	4.42	489
35	4.91	543
36	4.73	523
37	4.73	523
38	4.13	567
39	4.64	513
40	4.44	492
41	4.49	497

N=44
 \bar{x} =21228
 \bar{x}^2 =10318404
 \bar{x} =482 kg/cm²

No. DE
LECTURA

VELOCIDAD DEL SONIDO
km/seg

RESISTENCIA EN
kg/cm²

42

4.07

450

43

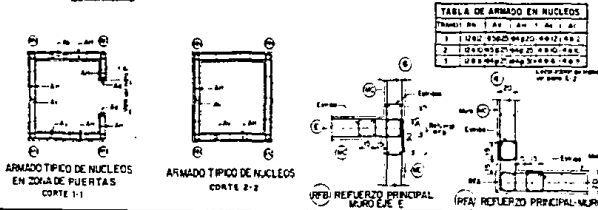
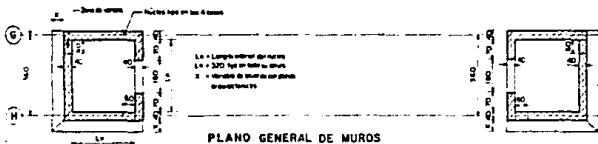
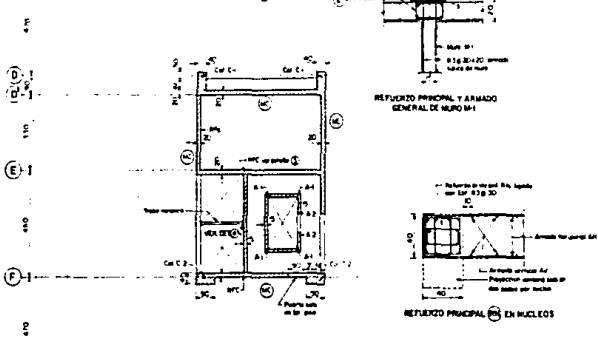
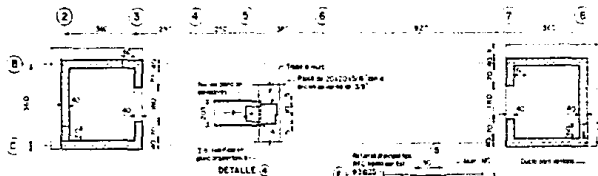
4.28

473

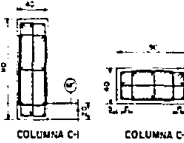
44

4.92

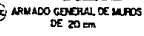
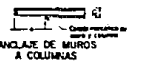
544



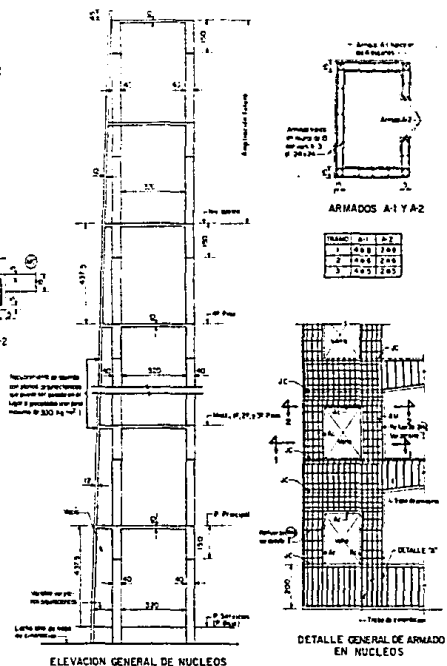
TRAMO	BAR	ESP
1	4	15.6
2	4	15.6
3	4	15.6



TRAMO	ARMADO	ESPESOR
1	2	15.6
2	2	15.6
3	2	15.6



TRAMO	BAR	ESP
1	2	15.6
2	2	15.6
3	2	15.6



TRAMO	ARMADO	ESPESOR
1	2	15.6
2	2	15.6
3	2	15.6

NOTACIONES DE ARMADOS

- 1. Refuerzo de #4 en los bordes de #4 en el panel E-2
- 2. Armado en los bordes de #4 en el panel E-2
- 3. Armado en los bordes de #4 en el panel E-2
- 4. Armado en los bordes de #4 en el panel E-2
- 5. Armado en los bordes de #4 en el panel E-2
- 6. Armado en los bordes de #4 en el panel E-2

NOTA 2 - Para cada columna, como mínimo de #4 en el centro de la columna en el sentido de la longitud de la columna.

NOTA 3 - Para cada columna, como mínimo de #4 en el centro de la columna en el sentido de la longitud de la columna.

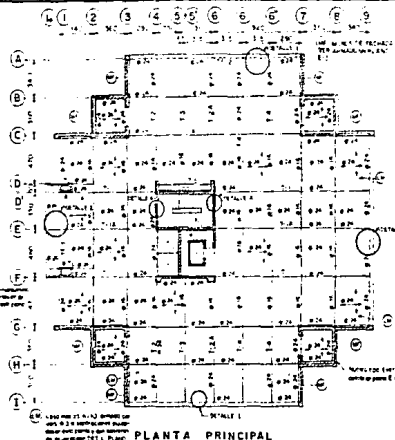
ULSA

INGENIERIA CIVIL

TESIS PROFESIONAL

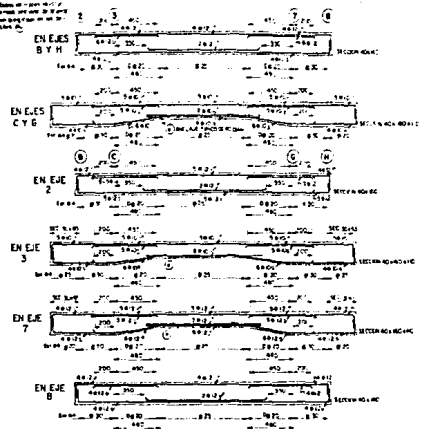
JAVIER ALBERDI GONZALEZ

SECCIONES ARMADOS DE NUCLEOS Y MUROS DE CONCRETO

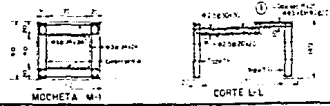
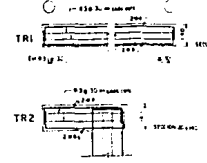
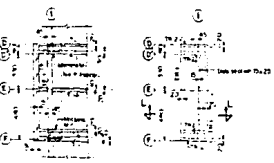
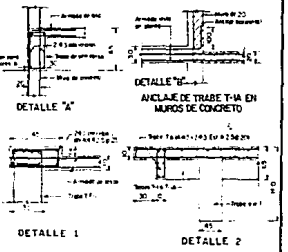
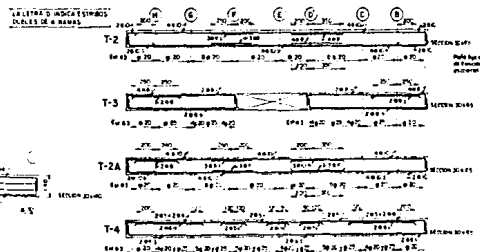
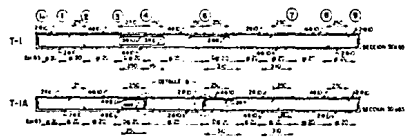
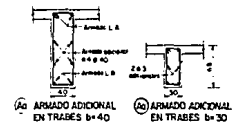
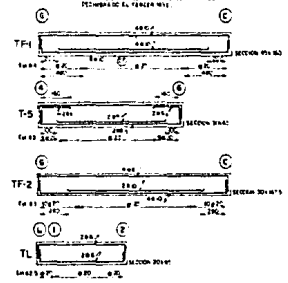


NOTAS IMPORTANTES:
 1. Sección de un eje de los muros de la planta principal.
 2. Sección de un eje de los muros de la planta principal.
 3. Sección de un eje de los muros de la planta principal.

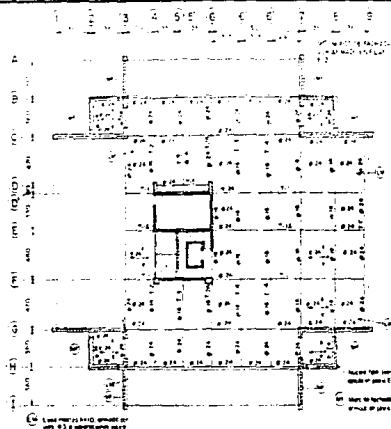
ARMADO DE TRABES



1. Sección de un eje de los muros de la planta principal.
 2. Sección de un eje de los muros de la planta principal.
 3. Sección de un eje de los muros de la planta principal.



ULSA
 TECNICO PROFESIONAL
JAVIER ALBERDI GONZALEZ
 PLAN: **E-2**
 TITULO: **LOSAS Y TRABES DE PLANTA PRINCIPAL**

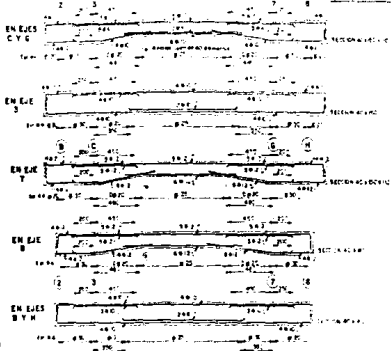


PLANTA MEZZANINE

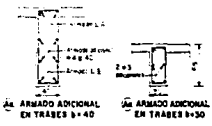


DETALLE DE PIRNES EN LOSA DE ENTRESO

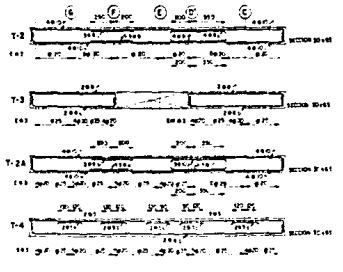
ARMADO DE TRABES



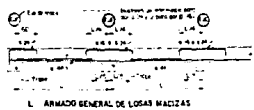
SECCIONES DE MOCA ESTABILIZADAS DE LAS TRABES



NOTA IMPORTANTE
Trabes No. 1 y 2 son tipo de moca estabilizada de acuerdo con el método de American Concrete Institute.

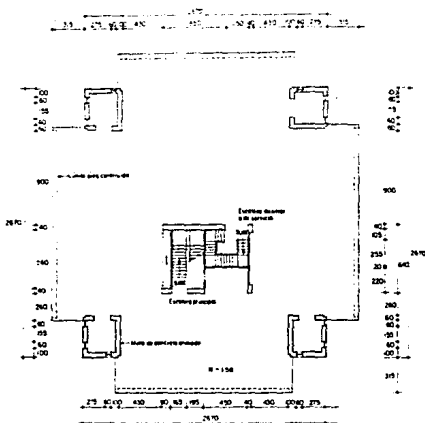


NOTAS:
Armado en condiciones de Corte en $f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2$, $f_{cd} = 2700 \text{ kg/cm}^2$, $f_{cd} = 2100 \text{ kg/cm}^2$, $f_{cd} = 2350 \text{ kg/cm}^2$, $f_{cd} = 2000 \text{ kg/cm}^2$ y $f_{cd} = 2000 \text{ kg/cm}^2$ de 40 kg/cm^2 en el momento de diseño. Se debe considerar un factor de reducción de 33% en el momento de diseño. Se debe considerar un factor de reducción de 40% en el momento de diseño. Se debe considerar un factor de reducción de 40% en el momento de diseño. Se debe considerar un factor de reducción de 40% en el momento de diseño.

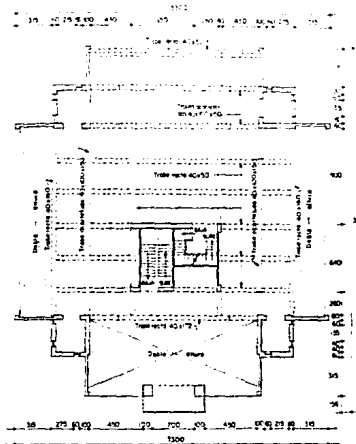


ARMADO GENERAL DE LOSAS MACIZAS

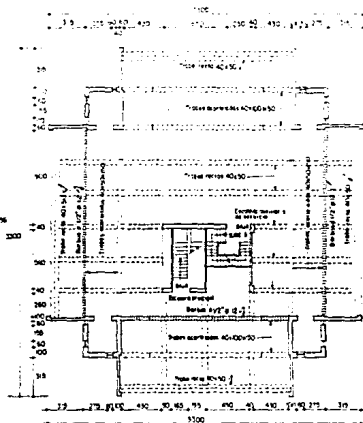
ULSA	PLANO CON LOSA DE MOCAS ESTABILIZADAS UBICADO EN EL PUNTO MEDIO DE TRABAMIENTO 3-4-0 Y 3-5-0
	TESIS PROFESIONAL JAVIER ALBERDI GONZALEZ
E-3	TRABES Y LOSAS DE PLANTA MEZZANINE



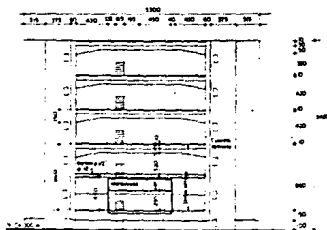
NIVEL SOTANO



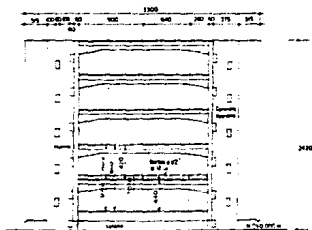
PRIMER NIVEL



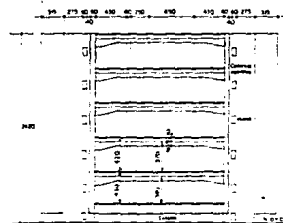
SEGUNDO NIVEL



FACHADA PRINCIPAL SUR



FACHADA ORIENTE-PONIENTE



FACHADA NORTE

ULSA	PLANTA CONJUNTA DEL CONDOMINIO EL FLORES UBICADA EN EL PUNTO #1 DE LOS CAMACHALES	
	TESIS PROFESIONAL	
PLAN E-5	JAVIER ALBERDI GONZALEZ	
	PLANTAS ARQUITECTONICAS Y FACHADAS	

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Realizado el análisis de la estructura por carga vertical -- y sismo, se determinó que el edificio, sin haberse analizado la cimentación, contiene las secciones y armados necesarios, aún cuando se calculó con las especificaciones del Nuevo Reglamento de Construcción del 3 de Julio de 1987, apoyado con las Normas Técnicas Complementarias. Se consideró un coeficiente sísmico igual a 0.16 inferior al que se consideró en el primer análisis, que fue igual a 0.24, habiéndose tomado el mismo factor de ductilidad.

Las fallas que presenta la estructura son losas agrietadas y grietas, algunas de importancia, verticales o inclinadas, con apariencia de falla por esfuerzo cortante en traves perimetrales (4) de la losa del sótano.

Dado que el edificio tiene más de siete años de construido, las pruebas de laboratorio efectuadas para losas, traves y núcleos destructivos y no destructivos o por medio del sonómetro, determinan resistencias de concreto, lógicamente mayores a las utilizadas en el análisis, siendo estas mayores a los 300 Kg/cm^2 , representando mayor seguridad a la estructura.

Se revisaron las bitácoras de construcción y se encontró que la construcción del edificio la realizaron dos compañías: la primera, hizo la cimentación y parte de la estructura de la

planta principal, hasta losa, encontrándose malos vibrados a la hora de los colados, pudiendo ser causa de falla en losa y trabes de este nivel; además, se observan rellenos de concreto que probablemente hayan servido para remediar las fallas.

Este tema da lugar a la revisión de la cimentación, el cual podría ser otro tema de tesis, ya que la cimentación transmite a la estructura los movimientos del suelo de manera que ésta actúe monolíticamente como unidad, para que pueda soportar los esfuerzos provenientes de las deformaciones del suelo.

RECOMENDACIONES:

Hacer una restitución de trabes dañadas, que prácticamente son cuatro, (perimetrales exteriores del techo del sótano), lo cual sería muy difícil, dada la actual resistencia del concreto, el tiempo de la demolición y el peligro por daños producidos por la vibración al romper la pieza.

Colocar una trabe pegada a las dañadas, que resista los esfuerzos en ella, con la misma sección pero con peralte reducida por el espesor de la losa, y proceder a las pruebas de carga recomendadas por el ACI 318-83, determinando las deflexiones producidas por las cargas aplicadas y observando la recuperación de estas al retirarlas, dentro del rango que marca el ACI. Las pruebas de carga deben efectuarse de tal for

ma que existan condiciones de seguridad para la vida y para la estructura durante la prueba. Con esta prueba se tendrá la absoluta seguridad en el comportamiento de la estructura.

B I B L I O G R A F I A

- MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
Enrique Bazán y Roberto Well
Limusa

- CONCRETO
Universidad Nacional Autónoma de México
Ing. Manuel Paulín

- CONCRETO
Universidad Nacional Autónoma de México
Ing. A. Torres Herrera

- EL HORMIGON ARMADO
R. Saliger

- Apuntes de Ingeniería Sísmica
M. en I. J. Alberto Castillo H.

- RESISTENCIA DE MATERIALES
S. Timoshenko
Espasa - Calpe

- ANALISIS ESTRUCTURAL
Heberto Castillo

- EL CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREESFORZADO
T. y Lín

- ANALISIS DE ESTRUCTURAS INDETERMINADAS
Sterling Kinney
Biblioteca Universidad La Salle

- APUNTES DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Ing. Alberto J. Flores
Vigas Acarteladas

- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO REFORZADO
(ACI 318-83) y comentarios

- REGLAMENTO DE CONSTRUCCION (3 Julio de 1987)
Y NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS