

01161  
20.  
3

SECRET  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
DIRECCION GENERAL DE POSGRADO  
MEXICO, D.F. 1988



**DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO**

**Facultad de Ingenieria**

**IMPACTO DEL NUEVO REGLAMENTO DE  
CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO  
FEDERAL EN EL COSTO DE UN  
EDIFICIO DE 15 NIVELES**

**ENRIQUE GONZALEZ RIVERO**

**TESIS**

Presentada a la División de Estudios de  
Posgrado de la

**FACULTAD DE INGENIERIA**

de la

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

como requisito para obtener  
el grado de

**MAESTRO EN INGENIERIA**

**(ESTRUCTURAS)**

**CIUDAD UNIVERSITARIA**

**ENERO 1988**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

01161



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.

**CONTENIDO**

	Pag
1.- INTRODUCCION .....	1
2. ANALISIS PRELIMINAR .....	7
3. ANALISIS I .....	46
4. ANALISIS II .....	94
5. ANALISIS III REVISION CON EL ESPECTRO DE RESPUESTA DEL SISMO REGISTRADO EN SEPTIEMBRE 19 DE 1985 EN EL EDIFI CIO DE LA S.C.T.....	135
6. ANALISIS COMPARATIVO DE COSTO .....	144
7. DISCUSION DE LOS RESULTADOS .....	145
8. BIBLIOGRAFIA.....	147

## 1.- INTRODUCCION.

Este trabajo como tema de tesis consiste en estudiar el impacto económico del nuevo Reglamento de Construcciones para el D.F. modificado a raíz del sismo del 19 de septiembre de 1985. Se diseña un edificio simplificado de 15 niveles, aplicando el Reglamento de Construcciones para el D.F. versión 1976 y el nuevo Reglamento publicado en el Diario Oficial el 3 de julio de 1987.

El edificio propuesto tiene 3 crujeas de 8m. en cada dirección y 15 niveles, con altura libre en cada entrepiso de 2.4 m.; se estructurará a base de trabes y columnas, formando marcos rígidos; los tableros de la losa de 8m X 8m se subdividirán en cuatro de 4m X 4m empleando trabes secundarias cruzadas.

Se supondrá que en dos de los lados hay colindancia, con muro de relleno y en los otros dos, fachadas. Se supondrán especificaciones de carga razonables, se supondrá que el edificio es para oficinas y estará desplantado en la zona de terreno blando de la ciudad de México. Incluye el diseño de losas y trabes secundarias de planta tipo y azotea así como de las trabes y columnas de un marco de orilla y un marco interior y de la cimentación, resulta con cajón de cimentación y pilotes de fricción.

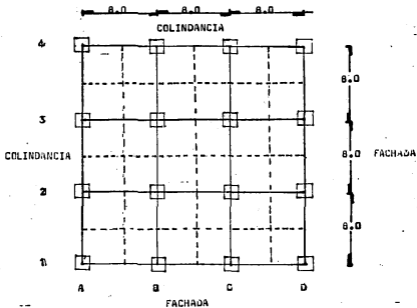
Se tomarán en cuenta las modificaciones al reglamento en cuanto a carga viva para edificios de oficinas para efecto sísmico, coeficientes sísmicos, factores de reducción de resistencia para el diseño de columnas y pilotes. Se supondrá factor de reducción por ductilidad de 4 para diseño por sismo, y se obtendrán las fuerzas de diseño mediante el método de análisis modal elástico, propuesto por el reglamento, tomando en cuenta efectos de torsión por el método estático. El dimensionamiento preliminar de las trabes y columnas será tal que los porcentajes de refuerzo que se obtienen en los dos casos sean cercanos al mínimo y que satisfaga los requisitos de desplazamiento.

Se obtienen también los esfuerzos a que estaría sometida la estructura con el espectro de respuestas obtenido con la componente E-W del registro del Centro SCRI del 19 de septiembre para 5 % de amortiguamiento.

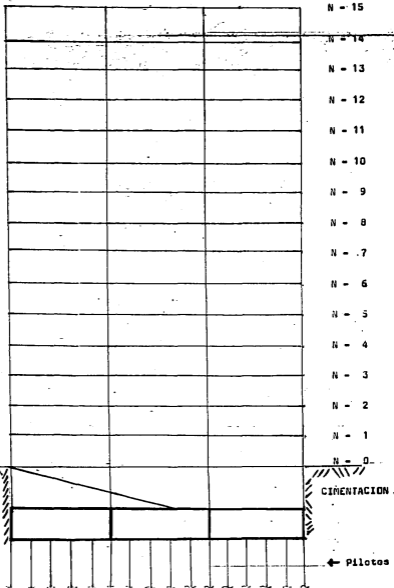
Se cubican los materiales, concreto, acero, cimbra y número de pilotes y se obtiene el costo aproximado de ambos diseños aplicando valores medios, separando el costo de superestructura y de cimentación.

Se discuten los resultados obtenidos.

A CONTINUACION SE MUESTRA EL CRÓQUIS DE LA ESTRUCTURACION DEL EDIFICIO



PLANTA TIPO



CORTE LONGITUDINAL

Una vez que hemos visto en general la estructuración del edificio y de la planta tipo, procederemos a valorar las cargas que actúan de acuerdo con el criterio del Reglamento de Construcciones para el D.F. 1976 puesto que son estas las especificaciones que se seguirán para el cálculo y diseño de sus elementos y para su construcción.

Cargas consideradas para análisis preliminar por:

I. Carga Vertical

a) Azotea :

W ladrillo	=	35	Kg/m <sup>2</sup>
W relleno	=	360	„
W losa	=	240	„
W plafond	=	35	„
<hr/>			
W <sub>M</sub>	=	670	Kg/m <sup>2</sup>
W <sub>V</sub>	=	90	„
<hr/>			
W <sub>T</sub>	=	760	Kg/m <sup>2</sup>

b) Entrepiso :

W piso loseta	=	25	Kg/m <sup>2</sup>	( acabado integral y
W losa	=	240	Kg/m <sup>2</sup>	--loseta )
W plafond	=	35	„	
<hr/>				
W <sub>M</sub>	=	300	Kg/m <sup>2</sup>	
W <sub>V</sub>	=	200	„	
<hr/>				
W <sub>T</sub>	=	500	Kg/m <sup>2</sup>	

II. Carga viva para efectos sísmicos

- a) Azotea = 70 Kg/m<sup>2</sup>  
 b) Entrepiso = 90 Kg/m<sup>2</sup>

III. Carga viva para hundimiento en arcilla.

- a) Azotea = 70 Kg/m<sup>2</sup>  
 b) Entrepiso = 70 Kg/m<sup>2</sup>



### Cargas consideradas para el análisis I.

Conviene aclarar que estas cargas son para el diseño preliminar, para el análisis I (que es el análisis que se desarrollará tomando en cuenta el Reglamento de Construcciones para el D.F. versión 1976) y para el análisis II (análisis que se desarrolla de acuerdo a la versión del Reglamento de Construcciones para el D.F. versión 1987).

Se consideran cargas similares que las anteriores puesto que ambos análisis se efectúan con las normas anteriores al sismo del 19 de septiembre de 1985.

### Cargas consideradas para el análisis II.

#### I. Carga Vertical..

##### a) Azotes

W ladrilla	=	35 Kg/m <sup>2</sup>
W rellano	=	360 „
W losa	=	240 „
W plafond	=	35 „
$U_H$	=	<u>670 Kg/m<sup>2</sup></u>
$U_V$	=	100 „
$U_T$	=	<u>770 Kg/m<sup>2</sup></u>

##### b) Entrepiso

W piso loseta	=	25 Kg/m <sup>2</sup>	(acabado ante
W losa	=	240 „	gral y loseta)
W plafond	=	35 „	
$U_H$	=	<u>300 Kg/m<sup>2</sup></u>	
$U_V$	=	250 „	
$U_T$	=	<u>550 Kg/m<sup>2</sup></u>	

#### II. Carga viva para efectos sísmicos

a) Azotes = 70 Kg/m<sup>2</sup>

b) Entrepiso = 180 Kg/m<sup>2</sup>

#### III. Carga viva para hundimientos en arcilla

a) Azotes = 140 Kg/m<sup>2</sup>

b) Entrepiso = 140 Kg/m<sup>2</sup>

## 2.- ANALISIS PRELIMINAR.

Para el cálculo y diseño de un edificio se hace necesario conocer ciertos datos que son de suma importancia; uno de estos es el conocer las dimensiones de traveses y columnas.

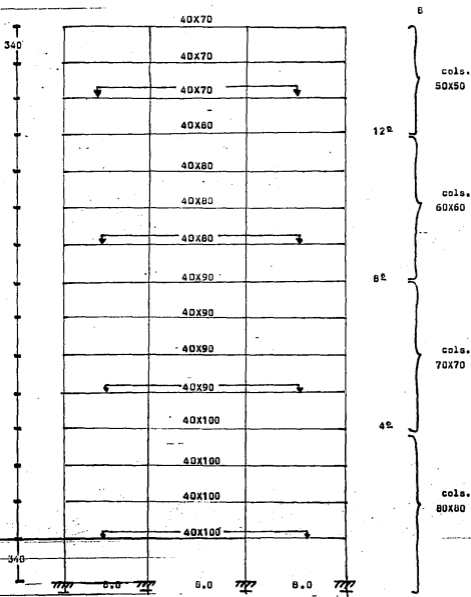
Estas dimensiones a veces están restringidas por condiciones arquitectónicas y otras por las especificaciones dadas en el Reglamento de Construcciones para el D.F.

Para el caso que nos ocupa no existen restricciones de tipo arquitectónico en cuanto a dimensiones por lo que nos guiaremos por las especificaciones del reglamento.

Verificaremos que estas dimensiones de traveses y columnas cumplen las siguientes condiciones :

- a) Las columnas tendrán un desplazamiento relativo entre cada entrepiso de 0.008 h. máxima permisible así como el desplazamiento máximo del edificio será de 0.008 H ( H = altura total del edificio ).
- b) Se proponen dimensiones de traveses que ayudan a la rigidez del edificio y tengan un porcentaje de acero menor de 0.75 del porcentaje balanceado de refuerzo por cuestiones de ductilidad.

Para realizar el análisis preliminar se proponen las siguientes secciones para los ocho marcos que forman el edificio y también se calculan las rigideces relativas:



## COLUMNS

$$I = \frac{80 \times 80^3}{12} = 3\,413\,300.0 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{L} = \frac{3\,413\,300}{340} = 11\,770.0 \text{ cm}^3$$

sec. 80 X 80

$$I = \frac{70 \times 70^3}{12} = 2\,000\,830.0 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{L} = \frac{2\,000\,830}{340} = 6\,899.4 \text{ cm}^3$$

sec. 70 X 70

$$I = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1\,080\,000 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{L} = \frac{1\,080\,000}{340} = 3\,176.0 \text{ cm}^3$$

sec. 60 X 60

$$I = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520\,833 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{L} = \frac{520\,833}{340} = 1\,796.0 \text{ cm}^3$$

sec. 50 X 50

## TRABES

$$I = \frac{40 \times 100^3}{12} = 3\,333\,300 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{L} = \frac{3\,333\,300}{800} = 4\,116.0 \text{ cm}^3$$

sec. 40 X 100

$$I = \frac{40 \times 90^3}{12} = 2\,430\,000 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I}{L} = \frac{2\,430\,000}{800} = 3\,037.0 \text{ cm}^3$$

sec. 40 X 90

$$I = \frac{40 \times 80^3}{12} = 1\,706\,666 \text{ cm}^4$$

sec. 40 X 80

$$\frac{I}{L} = \frac{1\,706\,666}{800} = 2\,133 \text{ cm}^3$$

$$I = \frac{40 \times 70^3}{12} = 1\,443\,333 \text{ cm}^4$$

sec. 40 X 70

$$\frac{I}{L} = \frac{1\,443\,333}{800} = 1\,804 \text{ cm}^3$$

Una vez que tenemos calculadas las inercias relativas calculamos el peso de la estructura, y calculamos las rigideces de piso por el método de Wilbur esto nos sirve para poder realizar un análisis modal elástico como lo propone el Reglamento; a continuación se muestran todos estos resultados.

El Reglamento especifica ( art. 241 ) que deben considerarse cuando menos tres modos de vibración en cada dirección de análisis y que se tienen que tomar en cuenta todos los modos con periodos mayores que 0.4 seg.

## DETERMINACION DE PESOS Y MASAS

	Peso Total
1) Peso cols. 1º, 2º, 3º, 4º nivel $0.8 \times 0.8 \times 3.4 = 2.11$ , $\times 2.4 = 5.0$ , $\times 16$	= 80.00 ton/niv
2) Peso de trabes principales: sec. 40x100 $0.4 \times 0.9 \times 2.4 = 0.86$ T/M, $\times 7.2 \times 3 \times 8$	= 149.29 ton/niv
3) Peso de trabes secundarias $0.3 \times 0.8 \times 2.4 = 0.576$ T/M, $\times 7.6 \times 3 \times 6$	= 78.80 ton/niv
4) Peso losa $24 \times 24 \times 0.1 \times 2.4 =$	= 138.24 ton/niv
5) Peso carga viva $24 \times 24 \times 0.09$ T/M <sup>2</sup> =	= 51.84 ton/niv
6) Peso muros $3 ( 2.4 \times 7.2 \times 0.1 ) \times 1.6$ T/M <sup>3</sup>	= 16.60 ton/niv
7) Peso loseta, plafond. ( 0.025 + .035 ) $24 \times 24$	= 34.56 ton/niv
8) Herrería ( 0.141 T/M <sup>2</sup> $\times 7.2 \times 2.4 \times 6$ )	= 14.67 ton/niv
	<hr/>
Total	= 564.00 ton/niv

1) Peso cols. 5°, 6°, 7°, 8° nivel.

$$0.7 \times 0.7 \times 3.4 = 1.617 \times 2.4 = 3.88 \times 16 = 62.10 \text{ ton.}$$

2) Peso trabes principales sec. 40X90

$$0.4 \times 0.8 \times 2.4 = (0.768 \times 7.2 \times 3) \times 6 = 132.71 \text{ ton.}$$

3) Peso trabes secundarias

$$0.3 \times 0.8 \times 2.4 = (0.576 \times 7.6 \times 3) \times 6 = 78.80 \text{ ton.}$$

4) Peso losa

$$= 138.24 \text{ ton.}$$

5) Peso carga viva

$$(24 \times 24 \times 0.09 \text{ T/M}^2) = 51.84 \text{ ton.}$$

6) Peso muros

$$3 (2.4 \times 7.3 \times 0.1) \times 2 \times 1.6 \text{ T/M}^3 = 16.00 \text{ ton.}$$

7) Peso loseta, plafond

$$= 34.56 \text{ ton.}$$

8) Herreria

$$(0.141 \text{ T/M}^2 \times 7.3 \times 2.4 \times 6) = 14.67 \text{ ton.}$$

---


$$\text{Total} = 530.00 \text{ ton.}$$

Peso total

1) Peso cols. 9°, 10°, 11°, 12° niveles	
$0.6 \times 0.6 \times 3.4 = 1.188, \times 2.4 = 2.85 \times 16 =$	45.62 ton.
2) Peso trabes principales sec. 40X80	
$0.40 \times 0.7 \times 2.4 = (0.672 \text{ T/M}, \times 7.4 \times 3) \times 8 =$	119.34 ton.
3) Peso trabes secundarias sec. 30X80	= 78.80 ton.
4) Peso losa	= 138.24 ton.
5) Peso carga viva	= 51.84 ton
6) Peso muros	= 16.60 ton.
7) Peso loseta, plafond	= 34.56 ton.
8) Herrería	= 14.67 ton.
	<u>Total = 499.67 ton.</u>
	≈ 500.00 ton.

1) Peso cols. 13°, 14° niveles.	
$0.5 \times 0.5 \times 3.3 = 0.825, \times 2.4 = 1.98, \times 16 =$	31.68 ton.
2) Peso trabes principales sec. 40X70	
$0.4 \times 0.6 \times 2.4 = (0.576, \times 7.5 \times 3) \times 8 =$	103.68 ton.
3) Peso trabes secundarias sec. 30X80	= 78.80 ton.
4) Peso losa	
$(24 \times 24 \times 0.1 \times 2.4)$	= 138.24 ton.
5) Peso carga viva	= 51.84 ton.
6) Peso muros	= 16.60 ton.



7) Peso loseta, plafond	= 34.56 ton.
8) Herreria	= 14.67 ton.
	<u>          </u>
<b>Total</b>	<b>= 470.00 ton.</b>

---

## Nivel 15°

1) Peso cols.	= 31.68 ton.
2) Peso traves	= 103.68 ton.
3) Peso traves secundarias	= 78.80 ton.
4) Peso losa	= 138.24 ton.
5) Peso carga viva	= 40.34 ton.
$w_v = 0.070 \text{ T/M}^2$	
6) Peso muros	= 16.60 ton.
7) Peso plafond,	= 34.56 ton.
8) Peso relleno, ladrillo	
( $0.183 \times 1.8 + .035 \text{ T/M}^2$ ) 24 X24	= 210.22 ton.
	<u>          </u>
<b>Total</b>	<b>= 654.12 ton.</b>
	<b>= 654.00 ton.</b>

---

## CALCULO DE RIGIDECES.

$$R_1 = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 11770} + \frac{340 + 340}{3 \times 4166} + \frac{4 \times 11770}{12} \right]} = 2.02 E$$

$$R_2 = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 11770} + \frac{340 + 340}{3 \times 4166} + \frac{4 \times 11770}{12} + \frac{340 \times 340}{3 \times 4166} \right]} = 1.147 E$$

$$R_3 = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 11770} + \frac{340 + 340}{3 \times 4166} + \frac{340 + 340}{3 \times 4166} \right]} = 1.038 E$$

$$R_4 = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 11770} + \frac{340 + 340}{3 \times 4166} + \frac{340 + 340}{3 \times 4166} \right]} = 1.038 E$$

$$R_5 = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 6899} + \frac{340 + 340}{3 \times 4166} + \frac{340 + 340}{3 \times 3037} \right]} = 0.797 E$$

$$R_6 = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 6899} + \frac{340 + 340}{3 \times 3037} + \frac{340 + 340}{3 \times 3037} \right]} = 0.716 E$$

$$R_7 = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 6899} + \frac{340 + 340}{3 \times 3037} + \frac{340 + 340}{3 \times 3037} \right]} = 0.716 E$$

$$R_8 = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 6899} + \frac{340 + 340}{3 \times 3037} + \frac{340 + 340}{3 \times 3037} \right]} = 0.716 E$$

$$R_9 = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 3724} + \frac{340+340}{3 \times 3037} + \frac{340+340}{3 \times 2133} \right]} = 0.520 E$$

$$R_{10} = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 3724} + \frac{340+340}{3 \times 2133} + \frac{340+340}{3 \times 2133} \right]} = 0.465 E$$

$$R_{11} = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 3724} + \frac{340+340}{3 \times 2133} + \frac{340+340}{3 \times 2133} \right]} = 0.465 E$$

$$R_{12} = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 3724} + \frac{340+340}{3 \times 2133} + \frac{340+340}{3 \times 2133} \right]} = 0.465 E$$

$$R_{13} = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 1796} + \frac{340+340}{3 \times 2133} + \frac{340+340}{3 \times 1429} \right]} = 0.311 E$$

$$R_{14} = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 1796} + \frac{340+340}{3 \times 1429} + \frac{340+340}{3 \times 1429} \right]} = 0.279 E$$

$$R_{15} = \frac{48 E}{340 \left[ \frac{4 \times 340}{4 \times 1796} + \frac{340+340}{3 \times 1429} + \frac{340}{3 \times 1425} \right]} = 0.331 E$$

NIVEL	RIGIDEZ EN FUNCION DE "E"	RIGIDEZ T/CM	PESOS TON	MASAS TON-SEG
1	8.080 E	1277.52	564	0.574
2	4.588 E	725.40	564	0.574
3	4.152 E	656.47	564	0.574
4	4.152 E	656.47	564	0.574
5	3.188 E	504.05	530	0.540
6	2.864 E	452.82	530	0.540
7	2.864 E	452.82	530	0.540
8	2.864 E	452.82	530	0.540
9	2.080 E	328.86	500	0.509
10	1.860 E	294.08	500	0.509
11	1.860 E	294.08	500	0.509
12	1.860 E	294.08	500	0.509
13	1.244 E	196.68	470	0.479
14	1.116 E	176.45	470	0.479
15	1.324 E	209.33	654	0.670

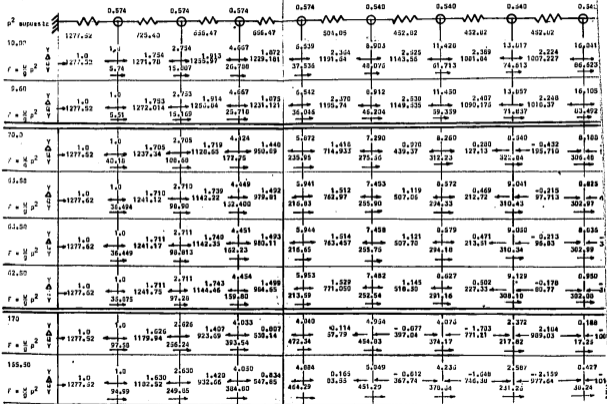
$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

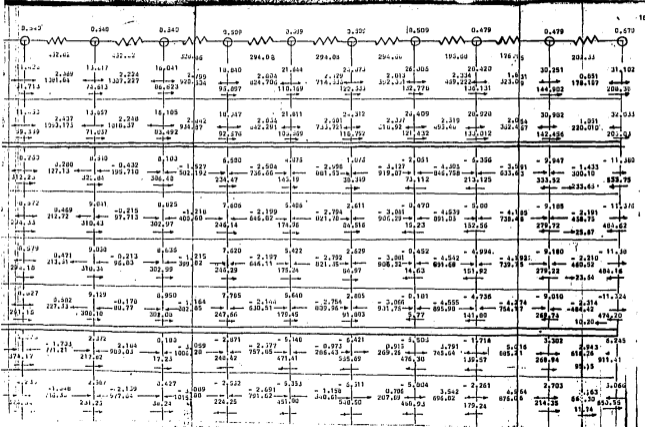
$$E = 10000 \sqrt{f'_c} =$$

$$= 10000 \times 15.811 =$$

$$= 158110 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 158.11 \text{ T/cm}^2$$





Una vez que hemos valuado las tres formas de vibrar de la estructura procedemos a valorar los desplazamientos reales las fuerzas de inercia y las fuerzas cortantes; debido a que es simétrica la estructura y es un análisis preliminar se hace en un solo sentido.

Además se consideran los factores de  $C$ ,  $a_0$ ,  $T_1$ ,  $T_2$ , y  $r$ , de acuerdo con la tabla 4.1 del manual de Diseño Sísmico de edificios para Estructuras que según el artículo 232, se clasifican en el grupo B y ubicadas en zonas de terreno compresible.

$$C = 0.24$$

$$a_0 = 0.06$$

$$T_1 = 0.80 \text{ seg.}$$

$$T_2 = 3.3 \text{ seg.}$$

$$r = 1.0$$

$$\omega^2 = 9.60$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2.027 \text{ seg.}$$

NIV	MASAS	Z <sub>in</sub>	Z <sub>in</sub> <sup>2</sup>	m <sub>i</sub> Z <sub>in</sub>	m <sub>i</sub> Z <sub>in</sub> <sup>2</sup>	u <sub>ij</sub>	Δ <sub>ij</sub>
1	574	0.0312	0.0009	17.908	0.558	1.071	1.071
2	574	0.0859	0.0073	49.306	4.235	3.162	2.091
3	574	0.1456	0.0212	83.574	12.896	5.001	1.839
4	574	0.2042	0.0417	117.210	23.934	7.014	2.013
5	540	0.2782	0.0774	150.228	41.793	9.556	2.542
6	540	0.3574	0.1277	192.996	68.958	12.276	2.720
7	540	0.4325	0.1871	233.550	101.034	14.856	2.580
8	540	0.5027	0.2527	271.458	136.458	17.267	2.411
9	509	0.5914	0.3498	301.022	178.048	20.314	3.047
10	509	0.6808	0.4636	346.527	235.972	23.385	3.071
11	509	0.7589	0.5760	386.280	293.184	26.068	2.683
12	509	0.8244	0.6796	419.619	345.916	28.318	2.250
13	479	0.9030	0.8155	432.537	390.624	31.018	2.700
14	479	0.9671	0.9354	463.240	448.056	33.219	2.201
15	670	1.0000	1.0000	670.000	670.000	34.350	1.131
SUMA				4135.455	2951.666		

$$\text{Coef. Participación } C_1 = \frac{4135.455}{2951.666} = 1.401$$

a) Factor de escala para el primer modo

$$C = 0.24$$

$$a_0 = 0.060$$

$$T_1 = 0.80 \text{ seg.}$$

$$T_2 = 3.30 \text{ seg.}$$

$$T = 2.027$$

$$r = 1$$

como T está entre T<sub>1</sub> y T<sub>2</sub>

$$a_1 = C = 0.24$$

$$A_1 = \frac{0.24 \times 981}{\omega^2} = \frac{235.44}{9.6} = 24.525$$

$$\therefore C = 24.525 \times 1.401 = 34.35$$

$$Q' = Q \text{ si } T > T_1 \therefore Q = 4$$



$$u^2 = 62.50 \quad T = 0.794 \text{ seg.}$$

NIV	MASAS	$Z_{in}$	$Z_{in}^2$	$m_i Z_{in}$	$m_i Z_{in}^2$	$u_{ij}$	$\Delta_{ij}$
1	574	0.088	0.0077	150.512	4.419	0.201	0.201
2	574	0.239	0.0571	137.186	32.775	0.546	0.345
3	574	0.393	0.1544	225.582	88.625	0.897	0.351
4	574	0.525	0.2756	301.350	158.194	1.199	0.302
5	540	0.660	0.4356	356.400	235.224	1.508	0.309
6	540	0.761	0.5791	410.940	312.714	1.738	0.230
7	540	0.806	0.6496	435.240	350.784	1.041	0.103
8	540	0.790	0.6241	426.600	337.014	1.805	0.036
9	509	0.687	0.4719	349.683	240.197	1.569	0.236
10	509	0.498	0.2480	253.482	126.232	1.137	0.432
11	509	0.254	0.0645	129.286	32.830	0.580	0.557
12	509	-0.015	0.0002	-7.635	0.101	-0.034	0.614
13	479	-0.418	0.1747	-200.222	83.681	-0.955	0.921
14	479	-0.795	0.6320	-380.805	302.720	-1.816	0.861
15	670	-1.000	1.0000	-670.000	670.000	-2.284	0.468
				1817.599	2975.518		

$$\text{Coeficiente participación } C_2 = \frac{1817.601}{2975.518} = 0.610$$

b) Factor de escala para el segundo modo

$$C = 0.24$$

$$a_0 = 0.060$$

$$T_1 = 0.8 \text{ seg.}$$

$$T_2 = 3.3 \text{ seg.}$$

$$T = 0.794$$

$$r = 1$$

Como  $T$  es menor que  $T_1$

$$a = a_0 + (C - a_0) T/T_1$$

$$a = 0.06 + (0.24 - 0.06) \frac{0.794}{0.800} = 0.238$$

$$A_2 = \frac{0.238 \times 981}{u^2} = \frac{234.115}{62.500} = 3.745$$

$$u_{ij} = Z_{in} \times A \times C_2$$

$$Q^2 = 1 + (4 - 1) \times \frac{0.794}{0.800} = 3.977$$

$$w^2 = 165.50$$

$$T = 0.4884$$

NIV	RASAS	$Z_{in}$	$Z_{in}^2$	$m_i Z_{in}$	$m_i Z_{in}^2$	$w_{ij}$	$\Delta_{ij}$
1	574	0.1704	0.0290	97.80	16.646	0.093	0.053
2	574	0.4483	0.2009	257.32	115.316	0.139	0.086
3	574	0.6904	0.4766	396.28	273.568	0.215	0.076
4	574	0.8325	0.6930	477.85	397.782	0.259	0.044
5	540	0.8607	0.7408	464.77	400.032	0.268	0.009
6	540	0.7221	0.5214	389.93	281.556	0.225	0.043
7	540	0.4410	0.1944	238.14	104.976	0.137	0.088
8	540	0.0727	0.0052	39.258	2.808	0.022	0.115
9	509	-0.4538	-0.2059	-230.98	104.803	-0.141	0.163
10	509	-0.9125	-0.8326	-464.46	423.793	-0.284	0.143
11	509	-1.1099	-1.2318	-564.93	626.98	-0.346	0.062
12	509	-0.9894	-0.9789	-503.60	498.26	-0.308	0.038
13	479	-0.3856	-0.1488	-184.79	71.27	-0.120	0.188
14	479	0.4507	0.2122	220.67	101.64	0.143	0.263
15	670	1.0000	1.0000	670.000	670.00	0.312	0.169
				1303.25	4197.04		

$$\text{Coeficiente de participación } C_3 = \frac{1303.25}{4197.04} = 0.310$$

c) Factor de escala para el tercer modo

$$C = 0.24$$

$$a_0 = 0.06$$

$$T_1 = 0.8 \text{ seg.}$$

$$T_2 = 3.3 \text{ seg.}$$

$$T = 0.4884$$

$$r = 1$$

$$a = a_0 + (C - a_0) T/T_1$$

$$a = 0.06 + (0.24 - 0.06) \frac{0.4884}{0.8} = 0.06 + 0.109 = 0.169$$

$$A_3 = \frac{0.169 \times 981}{w^2} = \frac{166.66}{165.50} = 1.007$$

$$w_{ij} = Z_{in} \times 1.007 \times 0.310 = 0.312 Z_{in}$$

$$Q^3 = 1 + (4 - 1) \times \frac{0.4884}{0.8} = 2.015$$

$$u^2 = 9.60$$

$$T = 2.027$$

$$u^2 = 62.50$$

$$T = 0.794$$

34.350  
33.219  
31.018  
28.318  
26.068  
23.385  
20.314  
17.267  
14.856  
12.276  
9.556  
7.014  
5.001  
3.162  
1.071  
0.000

FORMA 1- MODO

15 34.427

14 33.268

13 31.032

12 28.319

11 26.076

10 23.414

9 20.376

8 17.661

7 14.970

6 12.400

5 9.677

4 7.106

3 5.085

2 3.211

1 1.090

0 0.000

$$u^2 = 165.50$$

$$T = 0.488$$

0.312  
0.143  
-0.120  
-0.308  
-0.346  
-0.284  
-0.141  
0.022  
0.137  
0.225  
0.268  
0.259  
0.215  
0.139  
0.053  
0.000

FORMA 3- MODO

DESP. DIFERENCIALES

NIV.  $\Delta T$ 

15 1.235

14 2.378

13 2.858

12 2.332

11 2.740

10 3.100

9 3.060

8 2.412

7 2.582

6 2.729

5 2.560

4 2.036

3 1.873

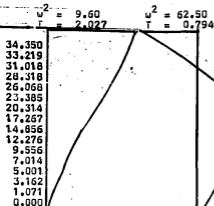
2 2.121

1 1.090

0

 $\Delta$  máx. perm. relativo =  $0.008 \times 340 = 2.72 \text{ cm.}$ 
 $\Delta$  máx. perm. total =  $0.008 \times 5100 = 40.8 \text{ cm.}$ 

DESPLAZAMIENTOS TOTALES



FORMA 1- MODO

15 34.427

14 33.268

13 31.032

12 28.319

11 26.076

10 23.414

9 20.376

8 17.661

7 14.970

6 12.400

5 9.677

4 7.106

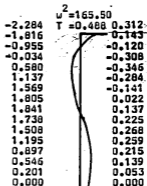
3 5.085

2 3.211

1 1.090

0 0.000

FORMA 2- MODO



FORMA 3- MODO

## DESP. DIFERENCIALES

NIV.	$\Delta T$
15	1.235
14	2.378
13	2.858
12	2.332
11	2.740
10	3.100
9	3.060
8	2.412
7	2.582
6	2.729
5	2.560
4	2.036
3	1.873
2	2.121
1	1.090
0	

$\Delta$  máx.perm. relativo =  $0.008 \times 340 = 2.72 \text{ cm.}$

$\Delta$  máx.perm. total =  $0.008 \times 5100 = 40.8 \text{ cm.}$

## DESPLAZAMIENTOS TOTALES

## CALCULO DE FUERZAS Y CORTANTES

$$F = \frac{W}{g} \frac{u}{\Delta t} \times_{ij}$$

NIV	$F_1/F_1^2$	$F_2/F_2^2$	$F_3/F_3^2$	$F_T$	CORTANTE
1	1.475 2.176	1.813 3.287	1.788 3.199	2.943	398.22
2	4.355 18.966	4.925 24.258	4.690 22.000	8.076	395.27
3	6.089 47.463	8.091 65.472	7.255 52.642	12.867	387.20
4	9.662 93.363	10.815 116.979	8.740 76.394	16.933	374.33
5	12.384 153.377	12.797 163.771	8.508 72.392	19.736	357.40
6	15.909 253.118	14.749 217.538	7.143 51.026	22.840	337.67
7	19.253 370.692	15.623 244.086	4.349 18.917	25.173	314.83
8	22.378 500.776	15.317 234.633	0.698 0.487	27.127	289.66
9	24.815 615.813	12.550 157.518	4.219 17.803	28.127	264.48
10	28.567 816.080	9.094 82.719	5.056 25.565	30.403	236.36
11	31.844 1014.082	4.639 21.524	8.845 78.248	33.733	205.95
12	34.593 1196.694	0.271 0.073	9.216 84.934	35.800	172.22
13	35.658 1271.513	7.188 51.680	3.379 11.420	36.532	136.42
14	38.188 1458.366	13.670 186.875	4.027 16.217	40.760	99.89
15	55.234 3050.883	17.193 295.605	12.289 151.042	59.132	59.13

A CONTINUACION DE NUESTRA UN EJEMPLO DEL ANALISIS TORSIONAL DEL 4º NIVEL.

SOLUCION	V	$e_s$	b	$e_1 = 1.5e_s + 0.1b$	$e_2 = e_s - 0.1b$	$H_{1s} = V e_1$	$H_{2s} = e_2$
X	398.22	0.058	24.0	$e_1 = 2.487$	$e_2 = -2.342$	$H_{1s} = 990.37$	$H_{2s} = -32.63$
Y	398.22	0.058	24.0	$e_1 = 2.487$	$e_2 = -2.342$	$H_{1s} = 990.37$	$H_{2s} = -32.63$

$$V_{XT} = \frac{H_T R_{jx} Y_{jT}}{\sum R_{jx} Y_{jT}^2 + \sum R_{jy} X_{jT}^2}$$

EJE	$R_{jx}$	$Y_j$	$R_{jx} Y_j$	$Y_{jT}$	$R_{jx} Y_{jT}$	$R_{jx} Y_{jT}^2$	Efecto $V_x$			Efecto $V_y$ TORSION	$1/2 + 0.3V_y$	$0.3V_x + 1/2$
							DIRECTO	TORSION	TOTAL			
1	2.02	0.00		-12.00	24.24	290.88	99.55	16.89	116.42	16.89	21.48	40.55
2	2.02	8.00	16.16	-4.00	8.08	32.32	99.55	5.63	105.18	5.63	106.86	-
3	2.02	16.00	32.32	+4.00	8.08	32.32	99.55	5.30	104.85	5.63	106.86	-
4	2.02	24.00	48.48	+12.00	24.24	290.88	99.55	16.90	115.45	16.89	120.51	-
SUMAS	8.08		96.96			710.72						

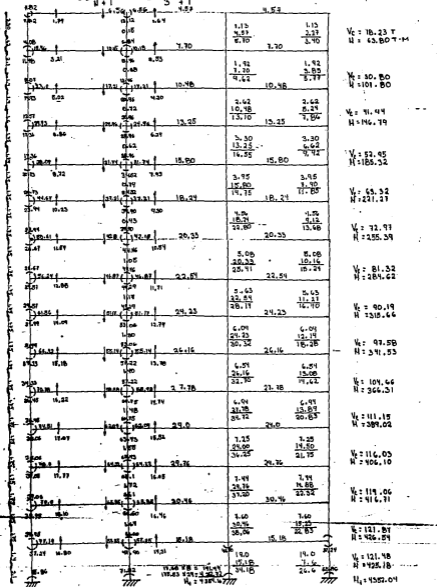
$$Y_T = \frac{96.96}{8.08} = 12.0$$

EJE	$R_{jy}$	$X_j$	$R_{jy} X_j$	$X_{jT}$	$R_{jy} X_{jT}$	$R_{jy} X_{jT}^2$	Efecto $V_y$			Efecto $V_x$ TORSION	$V_y + 0.3V_x$	$0.3V_y + V_x$
							DIRECTO	TORSION	TOTAL			
A	2.02	0.0	0.00	-12.00	24.24	290.88	99.55	16.89	116.42	16.89	121.48	40.55
B	2.02	8.0	16.16	-4.00	8.08	32.32	99.55	5.63	105.18	5.63	106.86	-
C	2.02	16.0	32.32	+4.00	8.08	32.32	99.55	5.30	104.85	5.63	106.86	-
D	2.02	24.0	48.48	+12.00	24.24	290.88	99.55	16.90	115.45	16.89	120.51	-
SUMAS						710.72						

$$X_T = \frac{96.96}{8.08} = 12.0$$

$$V_c = \frac{N - 0.5V}{N+1} = \frac{30 - 0.5V}{30+1} = 0.625V$$

$$V_c = \frac{N - 2.0V}{N+1} = \frac{30 - 2.0V}{30+1} = 0.250V$$



$$V_c = 18.23 V$$

$$H = 63.807 \text{ m}$$

$$V_c = 30.80$$

$$H = 101.80$$

$$V_c = 41.44$$

$$H = 146.79$$

$$V_c = 52.95$$

$$H = 185.32$$

$$V_c = 65.32$$

$$H = 231.37$$

$$V_c = 72.97$$

$$H = 255.59$$

$$V_c = 81.32$$

$$H = 284.62$$

$$V_c = 90.19$$

$$H = 318.66$$

$$V_c = 97.58$$

$$H = 341.53$$

$$V_c = 104.66$$

$$H = 366.31$$

$$V_c = 111.15$$

$$H = 389.02$$

$$V_c = 116.05$$

$$H = 406.10$$

$$V_c = 119.06$$

$$H = 416.71$$

$$V_c = 121.87$$

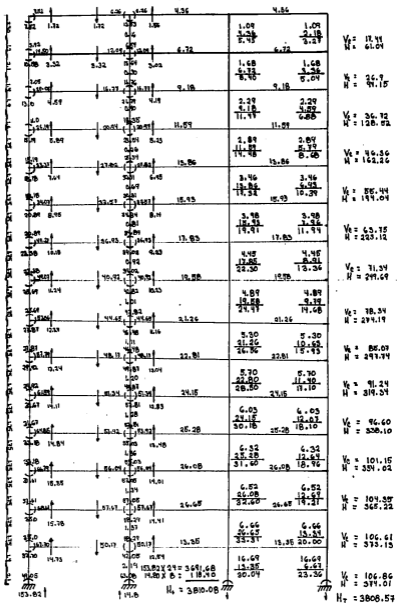
$$H = 426.59$$

$$V_c = 121.48$$

$$H = 425.18$$

$$H_1 = 4587.04$$

# MARCO INTERIOR.

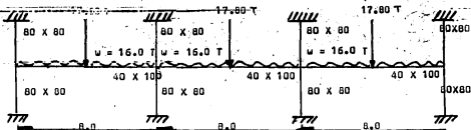




**ANALISIS POR CARGAS VERTICALES.**

El análisis por cargas verticales se realizará suponiendo que las columnas de cada entrepiso se empotran en los pisos superior e inferior de acuerdo con el A.C.I. y se analizan los marcos exteriores e interiores y los de azotes y de planta tipo.

## ANALISIS ESTADICO MARCOS CENTRALES ENTREPISO TIPO



C.S	C.I	T.D	T.I	C.S	C.I	T.D	T.I	C.S	C.I	T.D	T.I	C.S	C.I
11770	11770	4166	4166	11770	11770	4166	4166	11770	11770	4166	4166	11770	11770
0.42	0.42	0.16	0.13	0.37	0.37	0.13	0.13	0.37	0.37	0.13	0.13	0.42	0.42
		28.50	28.50			28.50	28.50			28.50	28.50		
-12.0	-12.0	-4.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.50	12.0
			-2.25				2.25						
			0.30	0.60	0.60	0.30	-0.30	-0.60	-0.60	-0.30			
-12.0	-12.0	24.0	30.40	0.80	0.80	28.80	28.80	0.60	0.60	30.40	24.0	12.0	12.0
		16.9	16.9			16.9	16.9			16.9	16.9		
		-0.8	0.0			0.0	0.0			0.8	-0.8		
		16.1	17.7			16.9	16.9			17.7	16.1		
		16.1		34.6				34.6				16.1	

$$A = 16.00 \text{ m}^2$$

$$w = 0.500 \text{ T/m}^2$$

$$U = 8.00 \text{ T}$$

$$U_{p.p} = (0.40 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3) \times 8.0 = 7.7 \text{ ton.} = \frac{8.0 \text{ T}}{16.0 \text{ T}}$$

$$U_T = \dots$$

## CALCULO DE MOMENTOS

$$M_1 = \frac{P_1}{8} = \frac{17.8 \text{ T} \times 8 \text{ m}}{8} = 17.80 \text{ t-m}$$

$$M_2 = \frac{17.8 \times 8}{4} = 35.6 \text{ t-m}$$

$$M_3 = \frac{U_T}{12} = \frac{16 \text{ T} \times 8.0 \text{ m}}{12} = 10.70 \text{ t-m}$$

$$M_4 = \frac{16 \times 8}{8} = \frac{16}{51.6} \text{ t-m}$$

$$M_5 = 20.50 \text{ t-m}$$

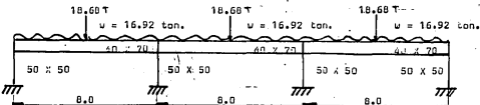
## CONSTANTES

$$V_1 = \frac{17.80}{2} = 8.90 \text{ T}$$

$$V_2 = \frac{16}{2} = 8.0 \text{ T}$$

$$V_3 = \frac{16.90}{2} = 8.45 \text{ T}$$

## ANÁLISIS ESTÁTICO MARCOS CENTRALES NIVEL AZOTEA.



C.I.	T.D.	T.I.	C.I.	T.D.	T.I.	C.I.	T.D.	T.I.	C.I.	T.D.	T.I.	C.I.
1796	1423	1423	1796	1423	1423	1796	1423	1423	1796	1423	1423	1796
0.59	0.45	0.30	0.40	0.30	0.30	0.40	0.30	0.45	0.55			
	29.96	-29.96	29.96		-29.96	29.96		29.96		-29.96		
16.46	13.50	-	-	-	-	-	-	13.50	6.46			
		-6.75						6.75				
		2.0	2.75	2.0	-2.0	-2.75	-2.0					
-16.45	16.45	-34.71	2.75	31.96	-31.96	-2.75	34.71	-16.45	6.45			
	17.80	17.80		17.80	17.80		17.80	17.80				
	-2.28	2.28		-	-		2.28	-2.28				
	15.52	20.08		17.80	17.80		20.08	15.52				
15.52		37.88			37.88			15.52				

## CALCULO DE MOMENTOS

$$A = 16.0 \text{ m}^2$$

$$U = 0.77 \text{ T/m}^2$$

$$W = 12.32 \text{ ton.}$$

$$W_{pp} = 8 (0.4 \times 0.6 \times 2.4) = 4.60 \text{ ton.}$$

$$W_T = 12.32 + 4.60 = 16.92 \text{ ton.}$$

$$M_1 = \frac{16.92 \times 8.0}{12} = 11.28 \text{ t-m}$$

$$M_2 = \frac{18.68 \times 8.0}{8} = 18.68$$

$$M_T = 29.96 \text{ t-m}$$

$$V_1 = \frac{16.92}{2} = 8.46 \text{ T}$$

$$V_2 = \frac{18.68}{2} = 9.34 \text{ T}$$

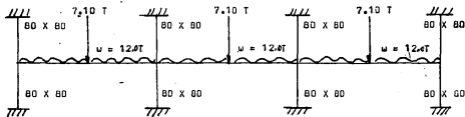
$$V_T = 17.80 \text{ T}$$

$$M_{\pm} = \frac{16.92 \times 8.0}{8} = 16.92 \text{ t-m}$$

$$M_{\pm} = \frac{18.68 \times 8.0}{4} = 37.36 \text{ t-m}$$

$$M_T = 54.28 \text{ t-m}$$

## ANÁLISIS ESTÁTICO MARCOS EXTENDOS ENTREPISO TIPO



C.S.	C.I.	T.D.	T.I.	C.S.	C.I.	T.D.	T.I.	C.S.	C.I.	T.D.	T.I.	C.S.	C.I.	T.D.	T.I.	C.S.	C.I.	T.D.	T.I.
11.770	1.1770	4.166	4.166	11.770	1.1770	4.166	4.166	11.770	1.1770	4.166	4.166	11.770	1.1770	4.166	4.166	11.770	1.1770	4.166	4.166
0.42	0.42	0.16	0.13	0.37	0.37	0.13	0.13	0.37	0.37	0.13	0.13	0.16	0.42	0.42					
		15.10	15.10			15.10	15.10			15.10	15.10								
-6.35	-6.35	-2.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.40	6.35	6.35					
			-1.20								1.20								
			0.15	0.45	0.45	0.15	-0.15	-0.45	-0.45	-0.15									
-6.35	-6.35	12.70	16.15	0.45	0.45	15.25	15.25	-0.45	-0.45	16.15	12.70	6.35	6.35						
		9.55	9.55			9.55	9.55			9.55	9.55								
		-0.45	0.45							0.45	-0.45								
		9.10	10.0			9.55	9.55			10.0	9.10								
	9.10			19.55				19.55				9.10							

$$A = 8.0 \text{ m}^2$$

$$W = 0.5 \text{ T/m}^2$$

$$W = 4.0 \text{ T}$$

$$W_{pp} = 8.0 \text{ T}$$

$$W_T = 12.0 \text{ T}$$

## CÁLCULO DE MOMENTOS

$$M_1 = \frac{Pl}{8} = \frac{7.1 \text{ T} \times 8.0 \text{ m}}{8} = 7.1 \text{ t-m}$$

$$M_2 = \frac{7.1 \times 8}{4} = 14.20 \text{ t-m}$$

$$M_2 = \frac{Wl}{12} = \frac{12.0 \text{ T} \times 8.0 \text{ m}}{12} = 8.0 \text{ t-m}$$

$$M_2 = \frac{12 \times 8}{8} = 12.0 \text{ t-m}$$

$$M_T = 15.10 \text{ t-m}$$

$$M_2 = 26.20 \text{ t-m}$$

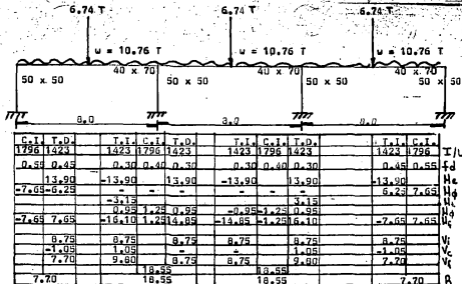
## CORTANTES

$$V_1 = \frac{12}{2} = 6.0 \text{ ton.}$$

$$V_2 = \frac{7.10}{2} = 3.55 \text{ ton.}$$

$$V_T = 9.55 \text{ ton.}$$

## ANALISIS ESTÁTICO MARCOS EXTERNOS NIVEL AZOTEA



$$A = 8.0 \text{ m}^2$$

$$W = 0.77 \text{ ton/m}^2$$

$$W = 6.16 \text{ ton.}$$

$$U_{pp} = 4.60 \text{ ton.}$$

$$W_T = 10.76$$

## MOMENTOS

$$M_1 = \frac{P_1}{8} = \frac{6.74 \times 8}{8} = 6.74 \text{ t-m.}$$

$$M_2 = \frac{W_1}{12} = \frac{10.76 \times 8}{12} = 7.16 \text{ t-m.}$$

$$M_T = 13.90 \text{ t-m.}$$

$$M_2 = \frac{6.74 \times 8}{4} = -13.48 \text{ t-m.}$$

$$M_2 = \frac{10.76 \times 8}{8} = 10.76 \text{ t-m.}$$

$$M_2 = 24.24 \text{ t-m.}$$

## CORTANTES

$$V_1 = \frac{10.76}{2} = 5.38 \text{ T}$$

$$V_2 = \frac{6.74}{2} = 3.37 \text{ T}$$

$$V_T = 0.75 \text{ T}$$

## DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

Una vez que he encontrado los elementos mecánicos de la estructura tanto por cargas verticales como por cargas horizontales se procede a trazar los diagramas de momentos flexionantes superponiendo ambos efectos y el diseño de fuerza cortante se hace por separado.

Para el diseño de la estructura se ve qué condición es la que produce efectos más desfavorables, si la condición de carga vertical o la de carga horizontal más cargas horizontales.

Este diseño lo realice por el llamado "diseño plástico" utilizando las expresiones del R.D.F.

### a) Para flexión

$$M_{RC} = F_R b d^2 f''c q (1 - 0.50 q)$$

$$q = p \frac{f_y}{f''c}$$

$$p \text{ mfn.} = \frac{0.7 \sqrt{f''c}}{f_y} b d$$

$$p \text{ máx.} = 0.75 p b$$

$$p b = \frac{f''c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b d$$

$$f''c = 0.85 f^*c \text{ si } f^*c \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.80 f^*c$$

$$F_R = 0.9$$

### b) Para cortante

$$\text{El esfuerzo cortante se valga como } V_c = \frac{V}{b \cdot d}$$

El concreto toma

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f''c} \text{ si } p < 0.01$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f''c} \text{ si } p \geq 0.01$$

Cuando se hace necesario el acero de refuerzo

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$F_R = 0.8$$

si  $V_u$  es  $> V_{CR}$  pero  $\leq 1.5 F_R bd \sqrt{f'c}$   $S \leq 0.5 d$   
 si  $V_u$  es  $> 1.5 F_R bd \sqrt{f'c}$   $S \leq 0.25 d$   
 Nunca  $V_u > 2.5 F_R bd \sqrt{f'c}$

c) Longitudes de desarrollo.- según el capítulo 3 del libro N° 401. Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. pag. 47

$$L = L_d + d$$

$$L_d \text{ la mayor de } Ldb = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'c}}$$

$$\text{o } Ldb = 0.06 db f_y \quad 6$$

Se deberá multiplicar por un factor de 1.4 para varillas de la cha superior con concreto bajo ellas de más de 30 cm.

d) Además se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

$$l/b \leq 40$$

$$h/b \leq 4.0$$

A continuación se calculan los momentos resistentes de las diferentes secciones en la estructura con varillas # 8.

1) Sección 40 cm X 100 cm  $M_{RC} = F_R bd^2 \rho^2 c q (1 - 0.5 q)$

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 90 \text{ cm}$$

$$A_s = 2 \# 8 = 2 \times 5.03 = 10.06 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{10.06}{40 \times 90} = 0.00279$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f'c} = 0.00279 \times \frac{4200}{170} = 0.0690$$

$$M_{RC} = 0.9 \times 40 \times 90^2 \times 170 \times 0.069 (1 - 0.5 \times 0.069) = 33.02 \text{ t-m}$$

2) Sección 40 cm X 90 cm

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 80 \text{ cm.}$$

$$A_s = 2 \# 8 = 2 \times 5.03 = 10.06 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{10.06}{40 \times 80} = 0.0031$$

$$A_{s \text{ mfn.}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 40 \times 80 = 6.43 \text{ cm}^2 < 10.06 \text{ cm}^2$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = 0.0031 \times \frac{4200}{170} = 0.076$$

$$M_{RC} = 0.9 \times 40 \times 80^2 \times 170 \times 0.076 (1 - 0.05 \times 0.076) = 28.63 \text{ t-m}$$

3) Sección 40 cm X 80 cm.

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 70 \text{ cm.}$$

$$A_{s \text{ mfn.}} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{f_y} \times 40 \times 70 = 7.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \# 8 = 10.0 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{10 \text{ cm}^2}{40 \times 70} = 0.0035$$

$$q = 0.0035 \times \frac{4200}{170} = 0.088$$

$$M_{RC} = 0.9 \times 40 \times 70^2 \times 170 \times 0.088 (1 - 0.5 \times 0.088) = 25.22 \text{ t-m}$$

4) Sección 40 cm X 70 cm

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 60 \text{ cm.}$$

$$A_{s \text{ mfn.}} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 40 \times 60 = 6.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \# 8 = 5.03 \text{ cm}^2 \times 2 = 10.06 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{5.03 \text{ cm}^2 \times 2}{40 \times 60 \text{ cm}^2} = 0.00419$$

$$q = 0.00419 \times \frac{4200}{170} = 0.103$$

$$M_R = 0.9 \times 40 \times 60^2 \times 170 \times 0.103 (1 - 0.5 \times 0.103) = 21.52 \text{ t-m}$$



$$p_b = \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0190$$

$$f''c = 0.8 f'c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f'c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{si } f''c \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p_{\text{máx}} = 0.75 p_b = 0.75 \times 0.019 = 0.0142$$

5) Sección 40 cm x 100 cm.

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 90 \text{ cm.}$$

$$A_s = 1 \# 6$$

$$p = \frac{2.04}{40 \times 90} = 0.00078$$

$$q = p \frac{f_y}{f''c} = 0.00078 \times \frac{4200}{170} = 0.019$$

$$M_{RC} = 0.9 \times 40 \times 90^2 \times 170 \times 0.019 (1 - 0.5 \times 0.019) = 9.32 \text{ t-m.}$$

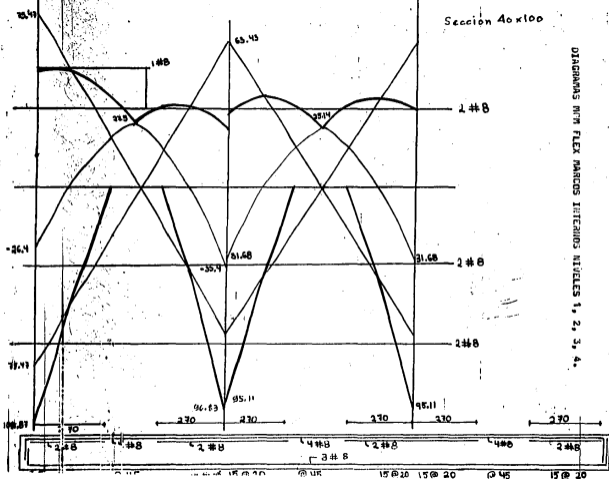
Se considera:

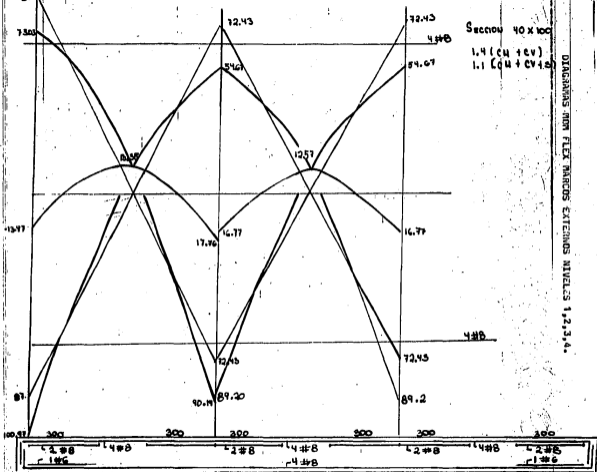
$$\text{Concreto } f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Acero de refuerzo } f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Seccion 40x100

DIAGRAMAS DE FLEXION Y MOMENTOS INTERNOS NIVELES 1, 2, 3, 4.





## DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de columnas se hizo también basado en la teoría de diseño al límite para lo cual es importante conocer los siguientes conceptos y especificaciones:

- 1.- Centroides plástico de una sección es el centroide de la resistencia a una carga calculado con la suposición de que los esfuerzos en el concreto son uniformes e iguales a  $0.85 f'_c$  y que el acero se esfuerza uniformemente a  $f_y$  para miembros reforzados simétricamente el centroide plástico corresponderá al centroide de la sección transversal.
- 2.- Se dice que existen condiciones balanceadas cuando el miembro falla, el refuerzo de tensión alcanza su esfuerzo de fluencia justo cuando el concreto en la zona de compresión alcanza su máxima deformación de 0.003.
- 3.- Todos los miembros sujetos a compresión serán diseñados para la excentricidad  $e$  que corresponda a momento máximo que pueda acompañar a esta condición de carga, la excentricidad no será menor de  $0.05 h$  para columnas con estribos en cualquier eje principal.
- 4.- En el diseño de columnas se toma en cuenta las siguientes combinaciones:
  - a) Carga vertical
  - b) Carga vertical + Sismo
  - c) Carga vertical - sismo

Todas estas combinaciones son importantes y se deben revisar; pero de acuerdo con la práctica se ha visto que las condiciones más desfavorables son de:

Carga vertical

Carga vertical + Sismo
- 5.- Se revisa la condición de esbeltez.
- 6.- Para el diseño de las columnas se utilizan las tablas que aparecen en la referencia ( N<sup>o</sup> 3 )

7.- Las especificaciones que se siguen son las siguientes :

- I. Refuerzo principal.- el refuerzo principal será el que requiera de acuerdo a las condiciones de carga con las siguientes limitaciones :

Refuerzo Mínimo =  $20\%F_y$

Refuerzo Máximo = 0.08

II. Refuerzo transversal

- a) En la longitud confinada

$$S_1 \leq \begin{cases} C_1/2, C_2/2 = 40 \text{ cm.} \\ 20 \text{ cm.} = 20 \text{ cm.} \\ \frac{425 \text{ db}}{\sqrt{F_y}} = \frac{425 \times 3.18}{\sqrt{4200}} = 20.85 \end{cases}$$

- b) Fuera de la longitud confinada:

$$S_2 \leq \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{F_y}} \cdot \text{db} = \frac{850}{\sqrt{4200}} \times 3.18 = 41.7 \approx 40 \text{ cm.} \\ 48 \text{ db} = 48 \times 0.95 = 45.6 \\ C \text{ mín.} = 50 \\ C_1 \text{ ó } C_2 \end{cases}$$

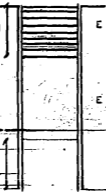
$$S_3 \leq \begin{cases} L/6 \text{ ( espacio libre de la col )} = \frac{240}{6} = 40 \\ 60 \text{ cm.} \\ C_1, C_2, 50 \text{ cm.} \end{cases}$$

80 cm. =  $S_1$

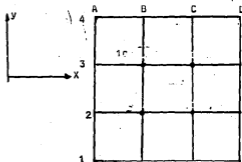
E #3 @ 20

E #3 @ 40

80 cm. =  $S_1$

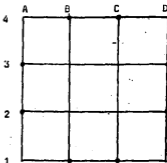


A continuación se muestra las tablas de columnas correspondientes y un ejemplo del diseño de una columna:



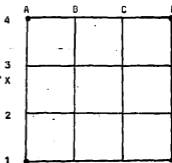
Cols.  $\left\{ \begin{array}{l} 2 - B, 3 - B \\ 2 - C, 3 - C \end{array} \right\}$

SECC	NIV	$P_x$	$P_y$	$P_T$	$P_{xs} = P_{ys}$	$P_F + S$	$P_C - S$	$M_{XF}$	$M_{YE}$	$M_{XS}$	$M_{YS}$	REFUERZO VERTICAL
50X50	15	37.88	37.88	75.76	0.16	75.92	75.60	2.75	2.75	2.53	2.53	4 # 8
	14	34.60	34.60	144.96	0.46	145.42	144.50	0.80	0.80	7.64	7.54	4 # 8
	13	↑	↑	214.16	0.86	215.02	213.30	↑	↑	21.79	21.79	2 # 8
60X60	12	↓	↓	283.36	1.52	284.88	281.84	↓	↓	25.34	25.34	2 # 8
	11	↓	↓	352.56	2.21	354.77	350.35	↓	↓	30.31	30.31	2 # 8
	10	↓	↓	421.76	3.02	424.78	418.74	↓	↓	34.84	34.84	2 # 10
	9	↓	↓	490.96	3.94	494.90	487.02	↓	↓	39.02	39.02	6 # 10
70X70	8	↓	↓	560.16	4.95	565.11	555.21	↓	↓	42.82	42.82	6 # 10
	7	↓	↓	629.36	6.06	635.42	623.30	↓	↓	46.48	46.48	6 # 10
	6	↓	↓	698.56	7.26	705.82	691.30	↓	↓	49.87	49.87	4 # 10
	5	↓	↓	767.76	8.54	776.30	759.22	↓	↓	52.81	52.81	24 # 10
80X80	4	↓	↓	836.96	9.90	846.86	827.06	↓	↓	55.03	55.03	28 # 10
	3	↓	↓	906.16	11.24	917.40	894.92	↓	↓	57.05	57.05	28 # 10
	2	↓	↓	975.36	12.61	987.97	962.75	↓	↓	58.29	58.29	32 # 10
	1	34.60	34.60	1044.56	14.80	1059.36	1029.76	0.80	0.80	63.08	63.08	32 # 10



$$\text{Cols. } \begin{cases} 1 - B, 1 - C \\ 4 - D, 4 - C \end{cases} \begin{cases} 2A - 3A \\ 2D - 3D \end{cases}$$

SECC.	NIV	$P_x$	$P_y$	$P_T$	$P_{x \pm 6}$	$P_{E+S}$	$P_{E-S}$	$M_{XE}$	$M_{YE}$	$M_{XS}$	$M_{YS}$	REFUERZO VERTICAL
50X50	15	18.55	15.58	34.10	1.72	35.82	32.38	0.25	16.45	6.84	7.82	8 # 8
	14	19.55	16.10	69.75	5.04	74.79	64.71	0.45	12.0	3.46	11.48	8 # 8
	13			105.4	9.63	115.03	95.77			20.96	14.93	8 # 8
60X60	12			141.05	15.52	156.57	125.53			28.96	17.36	8 # 8
	11			176.70	23.16	199.86	153.54			34.52	20.73	8 # 8
	10			212.35	32.11	244.46	180.24			39.90	23.94	12 # 8
	9			248.0	42.26	290.26	205.74			44.46	26.67	12 # 8
70X70	8			283.65	53.50	337.15	230.15			49.29	29.57	12 # 8
	7			319.30	65.77	385.07	253.50			53.06	31.99	12 # 8
	6			354.95	79.01	433.96	275.94			57.22	34.33	16 # 8
	5			390.60	93.12	483.72	297.40			60.75	36.45	16 # 8
80X80	4			426.25	107.95	534.21	318.29			63.43	38.05	16 # 8
	3			461.90	123.31	585.21	338.59			65.10	39.05	16 # 8
	2			497.55	139.09	636.64	358.46			66.60	39.95	24 # 8
	1	19.55	16.10	533.20	153.82	687.02	379.38	0.45	12.0	71.82	55.85	24 # 8



Cols  $\begin{cases} 1 - A, 1 - D \\ 4 - A, 4 - D \end{cases}$

SECC	NIV	P <sub>X</sub>	P <sub>Y</sub>	P <sub>T</sub>	P <sub>Xs</sub> = P <sub>Ys</sub>	P <sub>F</sub> + S	P <sub>E</sub> - S	P <sub>XE</sub>	P <sub>YE</sub>	P <sub>XS</sub>	P <sub>YS</sub>	REFUERZO VERTICAL
50X50	15	7.70	7.70	15.40	1.79	17.19	13.61	7.65	7.65	7.82	7.82	4 # 8
	14	6.10	6.10	27.60	5.0	32.60	22.60	6.35	6.35	11.48	11.48	4 # 8
	13			39.80	10.02	49.82	29.78			14.93	14.93	4 # 8
60X60	12			52.00	16.88	68.88	35.12			17.36	17.36	4 # 8
	11			64.20	25.60	89.80	38.60			20.73	20.73	4 # 8
	10			76.40	35.83	112.23	40.57			23.94	23.94	4 # 8
	9			88.60	47.42	136.02	41.18			26.67	26.67	4 # 8
70X70	8			100.80	60.30	161.10	40.50			29.57	29.57	4 # 8
	7			113.00	74.39	187.39	38.61			31.99	31.99	4 # 8
	6			125.20	89.57	214.77	35.63			34.35	34.3	4 # 8
	5			137.40	105.79	243.19	31.61			36.45	36.45	4 # 8
80X80	4			149.60	122.86	271.46	26.74			38.06	38.06	8 # 8
	3			161.80	140.63	301.43	21.17			39.06	39.06	8 # 8
	2			174.00	158.73	332.73	15.27			39.95	39.95	8 # 8
	1	6.10	6.10	186.20	175.53	361.73	10.07	6.35	6.35	55.86	55.86	8 # 8



$$P_E + S = 687020 \text{ Kg.}$$

$$P_U = 755.72 \text{ T}$$

$$M_E + S = 71.82 \text{ T-M}$$

$$M_U = 79.00 \text{ T-M}$$

$$K = \frac{755720}{0.7 \times 80 \times 80 \times 170} = 0.99$$

$$e_1 = \frac{M}{P} = \frac{79}{755.72} = 10.56 \text{ cm.}$$

$$e_2 = 0.05 \times 80 = 4.00 \text{ cm.}$$

$$e_T = 14.45 \text{ cm.} \quad \frac{e}{T} = \frac{14.45}{80.0} = 0.18$$

$$K = 0.99$$

$$R = 0.99 \times 0.18 = 0.178$$

$$q = 0.45$$

$$P = \frac{0.45 \times 170}{4200} = 0.018$$

$$A_g = 80 \times 80 \times 0.018 = 115.20 \text{ cm}^2 / 5.03 = 22.9 \# 8 = 24 \# 8$$

$$P_E + S = 534.21 \text{ T}$$

$$P_U = 587.63 \text{ T}$$

$$M_E + S = 63.88 \text{ T-M}$$

$$M_U = 70.26 \text{ T-M}$$

$$K = \frac{587630}{0.7 \times 80 \times 80 \times 170} = 0.77$$

$$e_1 = \frac{M}{P} = \frac{7026000}{587630} = 11.96 \text{ cm.}$$

$$e_2 = 0.05 \times 80 = 4.00 \text{ cm.}$$

$$e_T = 15.96 \text{ cm.} \quad \frac{e}{T} = \frac{15.96}{80.0} = 0.20$$

$$K = 0.77$$

$$R = 0.77 \times 0.2 = 0.154$$

$$q = 0.15$$

$$P = \frac{0.15 \times 170}{4200} = 0.006$$

$$A_g = 80 \times 80 \times 0.006 = 384 \text{ cm}^2 / 5.03 = 8 \# 8$$

## CONCLUSION

Ya que el desplazamiento encontrado es de 34.42 cm. para la altura total del edificio y el permisible es de 40.8 cm. por lo tanto podemos decir que las secciones propuestas son correctas; además el acero de refuerzo en trabes y columnas está dentro de los permisibles por lo que procederemos a efectuar el análisis definitivo de la estructura con esas secciones.

### 3. ANALISIS I.

Se ha llamado análisis I de la estructura propuesta ; al análisis de la misma utilizando el programa Tabs-77 para lo cual se usa las secciones obtenidas del análisis preliminar y aplicando las especificaciones del Reglamento de las Construcciones para el D.F. del año 1976 se obtiene su diseño. Una vez que se efectua el diseño de la estructura se procede a realizar la estimación de cantidades de materiales de lo cual muestra en resumen en la parte correspondiente al análisis comparativo parte de esta tesis.

El uso del programa de análisis por computadora Tabs-77 requiere de la siguiente información:

- 1.- Información de Control.
- 2.- Datos de los pisos.
- 3.- Datos de los Marcos.
- 4.- Tarjetas de Localización de los Marcos.
- 5.- Tarjetas que definen el Espectro de Respuestas de un sismo dado.
- 6.- Combinaciones de Carga.

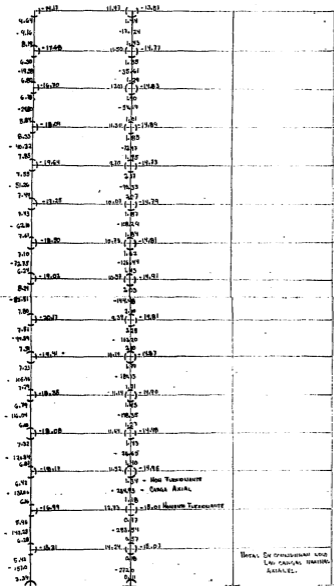
A continuación se muestran los resultados de computadora para los dos Marcos considerados.

Debe hacer notar en este análisis que en el programa de computadora el modelo matemático que se usó se toma una excentricidad de 2.40 m. para tomar en cuenta el efecto de torsión.

MAKHO TIPO 1  
( KETUPAD )

CONDIKSI STATIKA  
( ON + CU )

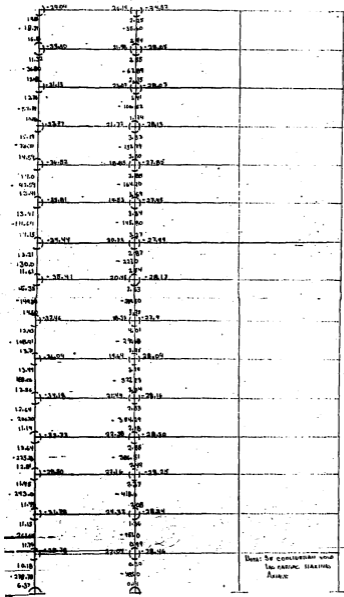
MAKHO : CDE 0 = CDE 1 = CDE 4 = CDE 1



SECTION 1100 20  
(LITHO.)

SECTION 1100 20  
(LITHO.)

SECTION 1100 20  
END C • END B • END A • END 2



DATA BY CONSULTANT  
AND FIELD STATIONS  
AUGUST

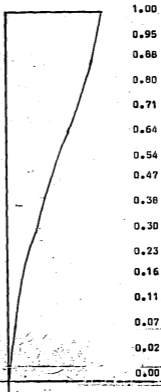
10.00	- 9.67	17.94	- 7.91	
6.21	- 21.50	7.84	10.24	- 31.94
- 11.47			- 7.07	
11.06			- 19.44	
6.45	- 7.85	23.24	- 4.02	- 3.47
14.15	- 31.07	2.04	13.44	- 29.03
- 0.28			- 11.00	
25.90			- 40.21	
12.29			12.51	
7.47	- 1.26	28.65	- 9.37	- 0.58
16.49	- 38.48	- 2.17	17.03	- 83.21
- 1.81			- 14.40	
- 41.44			- 60.88	
14.72			15.85	
- 1.86	0.20	31.39	- 13.50	- 4.68
11.43	- 40.04	- 6.81	20.77	- 37.46
0.88			- 16.70	
- 85.27			- 81.70	
14.16			22.80	
- 1.08	4.93	35.04	- 18.60	- 11.58
14.85	- 48.14	- 14.08	28.06	- 44.81
- 3.22			- 20.28	
- 77.71			- 101.47	
18.53			25.46	
- 2.07	7.85	38.78	- 19.20	- 13.36
21.66	- 50.14	- 16.12	27.50	- 46.31
- 3.18			- 23.26	
- 46.57			- 121.43	
20.00			26.45	
- 3.25	11.81	41.77	- 27.21	- 15.24
21.47	- 52.50	- 18.16	28.81	- 48.37
- 6.58			- 24.90	
- 116.55			- 142.14	
21.47			27.75	
8.24	11.77	42.54	- 24.63	- 17.64
20.87	- 43.64	- 19.67	29.40	- 80.46
- 2.73			- 24.41	
- 136.43			- 162.40	
26.04			20.00	
- 8.87	17.00	47.56	- 30.41	- 24.30
23.04	- 61.58	- 24.70	33.14	- 86.48
- 6.50			- 88.22	
- 189.28			- 182.78	
23.31			33.14	
- 7.04	18.15	48.84	- 28.80	- 24.30
24.48	- 60.84	- 24.44	34.01	- 87.03
- 8.54			- 30.11	
- 181.68			- 200.07	
23.85			33.78	
7.81	20.76	51.13	- 30.14	- 24.48
23.77	- 61.74	- 26.61	33.48	- 87.27
- 8.85			- 30.80	
203.44			- 833.91	
22.76			24.84	
- 12.57	20.08	51.36	- 31.52	- 24.26
20.87	- 54.87	- 25.83	31.86	- 87.43
- 4.76			- 28.70	
- 226.15			- 245.73	
24.34			26.87	
- 14.24	24.90	56.81	- 37.57	- 29.58
22.10	- 65.84	- 31.45	35.21	- 63.44
- 7.98			- 24.17	
- 245.93			- 264.34	
23.56			34.43	
- 11.44	24.71	55.88	- 37.63	- 26.36
20.46	- 62.10	- 27.84	31.17	- 84.54
7.84			- 24.42	
- 220.70			- 284.43	
28.48			38.18	
- 14.64	20.24	51.20	- 34.84	- 18.69
8.17	- 85.43	- 19.88	18.24	- 81.76
3.78			- 14.83	
- 205.30			- 305.63	
43.24			47.10	
- 25.80			- 79.14	

FORMAS DE MODO. 1<sup>er</sup> MODO T DIRECCION Y

NIV	ORDENADA	ORDENADA NORMALIZADA
15	0.042	1.00
14	0.040	0.95
13	0.037	0.88
12	0.034	0.80
11	0.030	0.71
10	0.027	0.64
9	0.023	0.54
8	0.020	0.47
7	0.016	0.38
6	0.013	0.30
5	0.010	0.23
4	0.007	0.16
3	0.005	0.11
2	0.003	0.07
1	0.001	0.02

$$T = 1.86 \text{ seg.}$$

$$\omega^2 = 11.41 \text{ (rad/seg)}^2$$

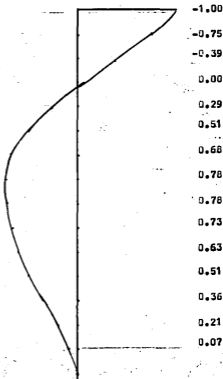


## FORMAS DE MODOS. 2º MODO T DIRECCION Y

NIV	ORDENADA	ORDENADA NORMALIZADA
15	-0.041	-1.00
14	-0.031	-0.75
13	-0.016	-0.39
12	0.000	0.00
11	0.012	0.29
10	0.021	0.51
9	0.028	0.68
8	0.032	0.78
7	0.032	0.78
6	0.030	0.73
5	0.026	0.63
4	0.021	0.51
3	0.015	0.36
2	0.009	0.21
1	0.003	0.07

$$T = 0.71 \text{ seg.}$$

$$\omega^2 = 78.31 \text{ (rad/s)}^2$$



ESC V. = 1:100.

ESC H. = 1:25

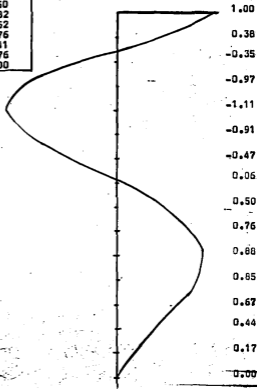


FORMA DE MODOS, 3<sup>er</sup> MODO T DIRECCION Y .

NIV	ORDENADA	ORDENADA NORMALIZADA
15	0.034	1.000
14	0.013	0.382
13	-0.012	-0.350
12	-0.033	-0.970
11	-0.038	-1.117
10	-0.031	-0.911
9	-0.016	-0.470
8	0.002	0.058
7	0.017	0.500
6	0.026	0.760
5	0.030	0.882
4	0.029	0.852
3	0.023	0.676
2	0.015	0.441
1	0.006	0.176
0	0.000	0.000

T = 0.42 seg.

$$\omega^2 = 223.80 \text{ (rad/s)}^2$$



ESC V = 1:100

ESC H = 1:25

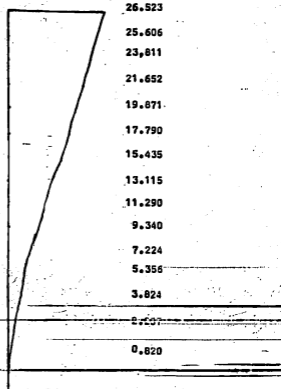
## DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

NIVEL	DIREC Y CM	.30 DIREC X CM	DESP TOTALES CM
1	0.631	0.189	0.820
2	1.737	0.520	2.257
3	2.943	0.891	3.824
4	4.122	1.234	5.356
5	5.604	1.680	7.224
6	7.186	2.154	9.340
7	8.686	2.604	11.290
8	10.091	3.024	13.115
9	11.876	3.559	15.435
10	13.688	4.102	17.790
11	15.289	4.582	19.871
12	16.659	4.993	21.652
13	18.321	5.491	23.811
14	19.701	5.905	25.606
15	20.407	6.116	26.523

Desp. permisible = 40.8cm.

$$\Delta p = 0.008 \text{ h.}$$

$$\Delta p = 0.008 \times 51m = 40.8cm.$$



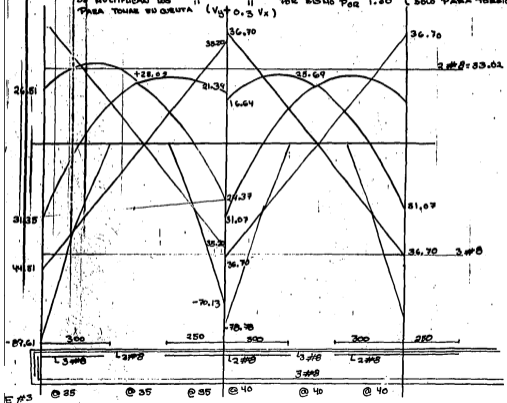
### DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.

Se siguen las mismas especificaciones para el diseño de la estructura que para el caso del diseño preliminar.

Para tomar en cuenta al Reglamento de las Construcciones en su parte correspondiente al cortante total que se debe tomar para diseño de la estructura se multiplica el momento sísmico por 1.30 y se suma al momento por condiciones estáticas.

( solo para torsión ).

NOTA: SE DIERDA CON LOS ELEMENTOS MECANICOS DEL 3º NIVEL  
 SE MULTIPLICAN LOS " " POR SLOMO POR 1.20 (SLOMO PARA TORCION)  
 PARA TOMAR EN CUENTA " ( $V_y + 0.3 V_x$ )



DISÑO DE TRABES, NIVELES 1, 2, 3, y 4. MARCOS CENTRALES  
 SECCION 40 X 100

EJEMPLO. DISEÑO POR CORTANTE. TRABES NIVELES 1,2,3,4 MARCOS CENTRALES. SECCIÓN 40 X 100.

$V_1$	16.90	16.90	16.9	16.9
$V_C$	0.79	- 0.79	0.0	0.0
$V_f$	17.69	16.11	16.9	16.9
$V_0$	$9.96 \times 1.3 = 12.94$	12.94	$9.17 \times 1.3 = 11.92$	$9.17 \times 1.3 = 11.92$

a) Condición Estática.

$$V_U = 17.69 \times 1.4 = 24.76 \text{ ton.}$$

$$V_{CR} = 20.36$$

$$V_U - V_{CR} = 4.40 \text{ ton.}$$

$$S_{\#3} = \frac{429.4}{4.4} = 97.6 \text{ cm. } \gamma \text{ d/2} = 45 \text{ cm.}$$

b) Condición E+S

$$V_U = 17.69 \times 1.1 + 9.96 \times 1.3 = 32.4 \text{ T}$$

$$V_U - V_{CR} = 32.4 - 20.36 = 12.04 \text{ T}$$

$$S_{\#3} = \frac{429.4}{12.04} = 35.66 \text{ @ } 35$$

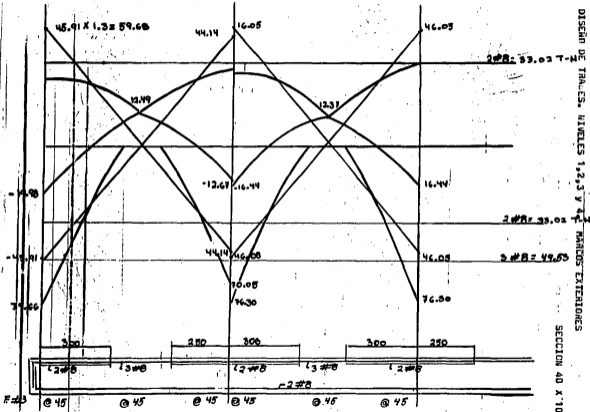
c) E+S Tramo 2-

$$V_U = 16.9 \times 1.1 + 11.92 = 30.51 \text{ T}$$

$$V_U - V_{CR} = 30.51 - 20.36 = 10.16$$

$$S_{\#3} = \frac{429.4}{10.16} = 42.26 = 40 \therefore E \# 3 @ 40$$

DISEÑO DE TRACÉS. NIVELES 1, 2, 3 y 4. MARCOS EXTERIORES



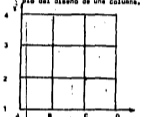
DISÑO DE COLUMNAS.

El diseo de columnas se hace siguiendo las especificaciones del Reglamento de las Construcciones del D.F. para el ao de 1976.

A continuacin se muestran las tablas de columnas y un ejemplo del diseo de una columna.

DISÑO DE COLUMNAS.

{ 20 , 20 }  
{ 30 , 30 }



SECCION	NIV	P <sub>x</sub>	P <sub>y</sub>	P <sub>T</sub>	P <sub>L+S<sub>x</sub></sub>	P <sub>C+S<sub>y</sub>+ +300</sub>	P <sub>L+S<sub>T</sub></sub>	P <sub>L+S<sub>x</sub></sub>	P <sub>C+S<sub>y</sub></sub>	P <sub>C+S<sub>T</sub></sub>	M <sub>XC</sub>	M <sub>YC</sub>	M <sub>C+S<sub>y</sub>+ +300</sub>	M <sub>C+S<sub>x</sub></sub>	RFZO VENT. CALCULADO	RFZO VENT. ACAL
50x50	15	35.60	35.60	71.20	39.58	39.70	79.28				2.44	2.44	11.40.	9.39		12 # 10
	14	67.90	67.90	135.80	75.51	75.75	151.26				2.55	2.55	15.75	12.77		12 # 10
	13	100.42	100.42	201.24	111.69	111.99	223.68				1.91	1.91	18.50	14.77	10 # 10	12 # 10
60x60	12	132.79	132.79	265.58	147.43	147.83	295.26				3.50	3.50	25.35	20.39		16 # 10
	11	164.30	164.30	328.40	182.46	183.01	365.47				3.88	3.88	27.76	22.34	12 # 10	16 # 10
	10	195.80	195.80	391.60	217.64	218.31	435.95				3.34	3.34	29.91	23.86		24 # 10
	9	227.00	227.00	454.00	252.00	253.99	506.99				2.87	2.87	30.66	24.47	22 # 10	24 # 10
70x70	8	259.50	259.50	519.00	288.37	289.24	577.61				2.75	2.75	38.37	30.22		24 # 10
	7	290.68	290.68	581.36	323.21	324.24	647.45				4.01	4.01	36.21	28.90		24 # 18
	6	322.23	322.23	644.46	358.79	360.09	718.88				3.19	3.19	36.76	29.09		24 # 10
	5	354.29	354.29	708.58	393.69	395.14	789.03				2.53	2.53	36.56	28.77	22 # 10	24 # 10
80x80	4	386.31	386.31	772.62	429.67	431.03	860.07				2.55	2.55	43.26	33.93	28 # 10	28 # 10
	3	418.00	418.00	836.00	465.31	466.86	932.27				2.37	2.37	39.25	30.80	28 # 10	28 # 10
	2	451.00	451.00	902.00	501.43	503.82	1005.25				1.36	1.36	39.85	31.00	40 # 10	40 # 10
	1	485.00	485.00	970.00	538.13	539.51	1077.64				0.30	0.30	49.50	38.13	40 # 10	40 # 10

COLS 2B - 3B  
2C - 3C

COLS 1<sup>er</sup> NIVEL

a) Condición estática.

$$P_E = 970 \text{ T} \quad P_U = 1.4 \times 970 = 1358 \text{ T}$$

$$M_{UX} = 1.4 \times 0.3 + 0.05 \times 0.8 \times 1358 = 54.74 \text{ T-M}$$

$$M_{UY} = 1.4 \times 0.3 + 0.05 \times 0.8 \times 1358 = 54.74 \text{ T-M}$$

$$e_x = \frac{54.74}{1358.0} = 0.04 \quad ; \quad e_y = 0.04$$

$$\text{suponiendo } p = 0.03 \quad ; \quad A_g = 80 \times 80 \times 0.03 = 192 \text{ cm}^2$$

$$P_{RD} = 0.7 ( 80 \times 80 \times 170 + 192 \times 4.2 ) = 1326.08 \text{ T}$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = 0.03 \times \frac{4200}{170} = 0.74$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.04}{0.8} = 0.05$$

$$K_x = 1.60$$

$$P_{RX} = 0.7 \times 1.6 \times 80 \times 80 \times 170 = 1218.6 \text{ T}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = 0.05$$

$$K_y = 1.60$$

$$P_{RY} = P_{RX} = 1218.6 \text{ T}$$

$$P_R = \left( \frac{1}{1218.6} + \frac{1}{1218.6} - \frac{1}{1326.08} \right)^{-1} = 1127.2 \text{ T} < 1358.0 \text{ T}$$

∴ No pasa.

$$\text{Suponiendo } p = 0.05 \quad A_g = 80 \times 80 \times 0.05 = 320 \text{ cm}^2$$

$$P_{RD} = 0.7 ( 80 \times 80 \times 170 + 320 \times 4.2 ) = 1720.4 \text{ T}$$

$$q = 0.05 \times \frac{4200}{170} = 1.24 \quad ; \quad \frac{e_x}{h_x} = 0.05 \quad , \quad K_x = 2.0$$

$$P_{RX} = 0.7 \times 2 \times 0.8 \times 80 \times 170 = 1523.2$$

$$q = 0.05 \times \frac{4200}{170} = 1.24 \quad ; \quad \frac{e_y}{h_y} = 0.05 \quad , \quad K_y = 2.0$$



$$P_{RY} = 1.523.0$$

$$P_R = \left( \frac{1}{1523} + \frac{1}{1523} - \frac{1}{1720.4} \right)^{-1} = 1366.23 > 1350 \text{ , o.k.}$$

b) Condición estática + Sismo

$$P_U = 1077.64 \text{ T}$$

$$M_{Ux} = 0.3 \times 1.1 + 0.05 \times 0.8 \times 1077.64 = 43.43 \text{ T-M}$$

$$M_{Uy} = 0.3 \times 1.1 + 0.05 \times 0.8 \times 1077.64 = 43.43 \text{ T-M}$$

$$M_{Ux} = 43.43 + 38.13 = 81.56$$

$$M_{Uy} = 43.43 + 49.50 = 92.93$$

$$e_x = \frac{81.56}{1077.64} = 0.075 \quad e_y = \frac{92.93}{1077.64} = 0.0086$$

$$P = 0.05 \quad ; \quad A_b = 320 \text{ cm}^2$$

$$P_{RD} = 0.7 ( 80 \times 80 \times 170 + 320 \times 4.2 ) = 1702.4$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.075}{0.8} = 0.093 \quad ; \quad q = 1.24 \quad ; \quad K_x = 2.0$$

$$P_{RX} = 0.7 \times 2 \times 80 \times 80 \times 170 = 1.523.2$$

$$P_{RY} = 1.523.2$$

$$P_R = \left( \frac{1}{1523.0} + \frac{1}{1523} - \frac{1}{1702.4} \right)^{-1} = 1378.13 > 1350$$

∴ es correcto

$$A_b = 320 \text{ cm}^2 = 40 \# 10$$

$$= 64 \# 8$$

## DISEÑO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS.

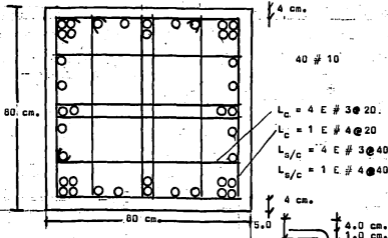
Para  $Q = 4$ 

Según Manual de Diseño Sísmico para Edificios

9.2.4.-

$$P' = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_v = 0.4 P' d_c S_h \quad d_c = \text{long. del núcleo confinado}$$



$$A_g = 80 \times 80 = 6400 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 72 \times 72 = 5184 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P' = 0.45 \left( \frac{6400}{5184} - 1 \right) \frac{250}{4200} = 0.006$$

$$0.12 \frac{f'_c}{f_y} = \frac{0.12 \times 250}{4200} = 0.007 \text{ rig}$$

$$A_v = 0.4 \times 0.007 \times 76 \times S_h$$

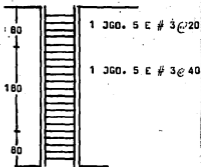
$$A_v = 6 \times 0.71 = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$S_h = \frac{4.26}{0.4 \times 0.007 \times 76} = 20.0 \text{ cm.}$$

$$S_1 \left\{ \begin{array}{l} c_{1/2}, c_{2/2} = 80/2 = 40 \\ 20 \text{ cm.} \\ \frac{425 \text{ db}}{\sqrt{f_y}} = \frac{425 \times 3.18}{\sqrt{4200}} = 20.85 \end{array} \right.$$

$$S_2 \left\{ \begin{array}{l} \frac{850 \text{ db}}{\sqrt{f_y}} = \frac{850 \times 3.18}{\sqrt{4200}} = 41.70 \text{ cm.} \\ 48 d_{vv} = 48 \times 0.95 = 45.60 \text{ cm.} \\ C_{\min} = 80 \text{ cm.} \\ c_1 \text{ ó } c_2 \end{array} \right.$$

$$l_c \left\{ \begin{array}{l} L/6 = 240/6 = 40 \text{ cm.} \\ 60 \text{ cm.} \\ c_1, c_2 = 60 \end{array} \right.$$



Se debe cumplir la especificación; que la fuerza que desarrolló el estribo debe ser por lo menos  $2/100$  de la fuerza que se desarrolle el paquete de las varillas verticales;

a) Fuerza del paquete

$$4 \times 7.92 \times 4200 \times \frac{2}{100} = 2661.12 \text{ Kg.}$$

b) Fuerza del estribo

$$0.71 \times 4200 = 2982 \text{ Kg.} > 2661.12 \text{ Kg.} \therefore \text{O.K.}$$

## DISEÑO DE CIMENTACION.

Se proyecta construir un edificio para oficinas que constará de planta baja y 14 plantas tipo y azotea. La estructura está formada por columnas y trabes y losas de concreto. El peso unitario medio  $\bar{Q}$  (suma de las cargas permanentes y vivas con intensidad máxima) de la estructura es de  $17.68 \text{ T/m}^2$ . El edificio tendrá un ancho de  $24.0 \text{ m}$ .

314.0	551.40	551.40	314.0
551.40	970.0	970.0	551.40
551.40	970.0	970.0	551.40
314.0	551.40	551.40	314.0

$$\Sigma P = 9547.0 \text{ T}$$

$$\Sigma P_{\text{col}} = 640.2 \text{ T}$$

$$P_T = 10187.2 \text{ T}$$

## 2.- Investigación del subsuelo.

## 2.1. Investigación de las estructuras colindantes, reconocimiento y sondeos.

El edificio por cimentar no tiene estructuras colindantes. En la zona donde se localiza el predio, según exploraciones hechas en su vecindad, existe una capa compresible con espesor mayor de  $20 \text{ m}$ .

El predio queda localizado en la zona III. Ya que  $\bar{U}$  es igual a  $17.68 \text{ T/m}^2$  muy probablemente la profundidad de desplante será mayor de 2.5 m. los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo serán:

- i) Sondeos de penetración estandar para determinar la estratigrafía la posición del nivel freático si existe en la profundidad explorada, y las propiedades índice de los materiales encontrados.

La profundidad de los sondeos será al menos igual a dos veces el ancho en la planta de la subestructura, excepto cuando el estrato firme se encuentre a una profundidad menor, en cuyo caso estará la profundidad del sondeo.

- ii) Estimación de las propiedades mecánicas pertinentes a partir de las propiedades índice, siempre que exista correlación aplicable a los materiales del sitio. En caso contrario muestreo inalterado y pruebas de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de interés
- iii) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debido a consolidación regional.

El número mínimo de sondeos para esta zona es uno por cada 100 metros o fracción del perímetro mínimo de la superficie cubierta por la construcción.

En este caso se requerirá llevar los sondeos hasta 40 m. y será necesario tres sondeos de penetración estandar. Aunque se tienen datos de las propiedades mecánicas de los materiales en la vecindad del sitio se estimó conveniente realizar un sondeo adicional de tipo mixto para obtener muestras inalteradas y realizar sobre ellas pruebas de laboratorio.

La capa resistente se localizó a 40m. de profundidad. El nivel freático se encontro a 2.7 metros.

2.2. Pruebas de laboratorio.- Utilizando las muestras representativas alteradas obtenidas con el penetrómetro estandar, se determinaron el contenido de aguas naturales, por lo menos cada metro y los límites líquido y plástico, y la densidad de sólidos en materiales típicos.

Utilizando muestras inalteradas se realizaron pruebas de laboratorio para determinar la resistencia a la compresión simple por lo menos cada 4 m. de profundidad y se obtuvieron las curvas de compresibilidad cada seis metros. Los valores de las resistencias a compresión simple y de las cargas de preconsolidación se muestran en la parte correspondiente al final de esta tesis.

Todas las pruebas de laboratorio se hicieron siguiendo los procedimientos especificados en el Manual de Mecánica de Suelos.

Los suelos se clasificaron según el sistema unificado de clasificación de suelos a partir de las propiedades índice, los símbolos corresponden a cada estrato identificable.

2.3. Tendencias de los movimientos del subsuelo debido a consolidación regional.

En la zona existen de acuerdo a la ref. 1 hundimientos debido a la consolidación regional que alcanza hasta 2.5 cm. por año. No se conoce la contribución de cada estrato del subsuelo a dicho hundimiento.

3.- Análisis y Diseño.- El análisis y diseño de esta cimentación incluye la revisión de los estados límites de servicio y de los de falla. Para la revisión de los primeros, las reacciones a considerar deben ser las estimadas afectadas por un factor de carga o de resistencia igual a 1.

Con el objeto de evaluar en la forma más realista posible el comportamiento de la cimentación en cuanto a asentamientos o emersiones diferidos. Este punto es de importancia ya que la consideración implícita

un factor de seguridad contra asentamientos pueda llevar a ~~emergencias~~ emergencias inaceptables. La revisión de estados límite de falla, por lo contrario, se hará aplicando a las cargas de resistencia, los factores correspondientes aplicables según el Reglamento.

En el caso particular considerado el diseño está regido por la revisión de estados límites de servicio y consiste en definir el número de pilotes suficientes para que, tomando en cuenta, la compensación parcial; los movimientos verticales resulten aceptables.

Definido este por aproximaciones sucesivas, se revisarán los posibles estados de falla. Los primeros tanteos llevarán a proponer que la cimentación consiste en una retícula de contratabas y muros de contención y una losa armada desplantada a 6 m. de profundidad que se apoya en pilotes de fricción de 32m. de longitud.

3.1. Acciones.- Las acciones a considerar sobre la cimentación serán las siguientes ( art. 215 ) :

- \* Combinación de cargas permanentes, cargas vivas con intensidad máxima.
- \* Combinación de cargas permanentes, cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica ( sismo ).
- \* Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media.
- \* Acciones atribuibles a consolidación regional ( Art. 266 ) .
- \* Peso propio de cimentación.

3.2. Estados límite de Servicio.- Los asentamientos o emergencias totales se calculan para la combinación de acciones permanentes más variables con intensidad media siguiendo el procedimiento simplificado siguiente:

- a) Se considera como zona compresible la limitada por dos fronteras horizontales; la superior correspondiente al nivel neutro ( N N ) y la inferior a la máxima profundidad a la que existen suelos compresibles ( en este caso 40 m. ). La profundidad del nivel neutro ~~se determina~~ se determina mediante tanteos hasta ~~se alcanza~~ se alcanza la seguridad.

$$Q = C_p + F_{NN} - pp$$

Q = Carga total tomada por la cabeza de los pilotes calculada como la diferencia de carga total actuante sobre el nivel de desplante ( combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media ) y la descarga de compensación.

$C_p$  = Capacidad de carga total de punta de los pilotes con factor de resistencia unitaria.

$F_{NN} - pp$  = Fricción positiva total que puede desarrollarse entre la punta de los pilotes y en el nivel NN con factor de resistencia unitaria.

El segundo miembro a considerar debe ser el mínimo de los valores obtenidos considerando:

- 1.- Pilotes individuales.
- 2.- Conjunto de todos los pilotes.
- 3.- Grupo de pilotes.

En este caso particular el valor mínimo es el obtenido de considerar pilotes individuales para el cual:

$$C_p = N [ ( c N^c ) F_R + P_v ] A_p$$

$$C_p = 112 [ ( 2 \times 9 \times 1 + 32.5 \times 1.2 ) ] 0.36$$

$$C_p = 112 ( 18 + 39 ) 0.36 = 2298.24 \text{ ton.}$$

$$Q = 7816 + 3146 + 1128 = 5775$$

$$Q = 6315 \text{ T.}$$

$$F_{NN} - pp = Q - C_p$$

$$= 6315 - 2298 = 4017.0 \text{ T}$$



$$h = \frac{4017}{1.98 \times 2.4 \times 112} = 7.54 \text{ m} \approx 8 \text{ m} \quad 40 - 8 = 32$$

Prof. eje neutro = 32 m.

TRAMO	PROF. M	Z M	LONGADHER. M	HER. (T/m <sup>2</sup> )	F <sub>1</sub> TON.	F <sub>1</sub> /A	Z/z	L	P (+)	d - T/m <sup>2</sup>
1	32 a 34	33.00	2.0	2.00	1075.2	1.72	2.34	0.553	0.95	0.77
2	34 a 38.5	36.25	4.5	1.75	2116.0	3.38	2.57	0.548	1.05	1.53
$\Sigma$						5.10			2.80	2.30
PUNTA	38.5	38.5			2298.2	3.67	2.73	0.545	2.00	1.67
						8.77			4.80	3.97

Perímetro = 2.40 m.

$A_T = 25 \times 25 = 625 \text{ m}^2$

$r = \sqrt{\frac{625}{n}} = 14.10$

## CARGAS A DISEÑACION PARA LA REVISION DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO

 $\Delta = 0.7 \text{ cm.}$  $\Delta = -0.7 \text{ cm.}$ 

-233.76	-413.57	-413.57	-233.76
-413.57	-733.06	-733.06	-413.57
-413.57	-733.06	-733.06	-413.57
-233.76	-413.57	-433.57	-233.76

$\Delta = 0.7 \text{ cm.}$

$\Delta = -0.7 \text{ cm.}$

CARGAS PERMANENTES + CARGA VIVA MEDIA ( DE LA SALIDA DE COMPUTADORA )

$$\sum p = 7175.84$$

$$P_{col} = 640.16$$

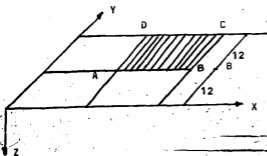
$$P_T = 7816.00 \text{ ton.}$$

## CALCULO DE INCREMENTOS DE ESFUERZOS VERTICALES EN EL PUNTO A.

X = 12

Y = 12

TRAMO	Z <sub>M</sub> M	CARGA T/m <sup>2</sup>	Z M	Z' M	$\frac{X}{Z'}$	$\frac{Y}{Z'}$	I <sup>2</sup> <sub>Z</sub>	$\Delta\sigma_z$ (T/m <sup>2</sup> )	4 $\Delta\sigma_z$
1	33.00	-0.77 +0.95	30.0	3.00	4.00	4.00	0.2473	-0.19	-0.76
			32.0	1.00	12.00	12.00	0.2500	-0.19	-0.76
			34.0	1.00	12.00	12.00	0.2500	0.23	0.92
			38.5	5.50	2.18	2.18	0.2357	0.22	0.88
40.0	7.00	1.70	1.70	0.2274	0.21	0.84			
2	36.25	-1.53 +1.85	30.0	6.25	1.92	1.92	0.2355	-0.36	-1.44
			32.0	4.25	2.82	2.82	0.2032	-0.31	-1.24
			34.0	2.25	5.33	5.33	0.2044	-0.31	-1.24
			38.5	2.25	5.33	5.33	0.2044	0.37	1.48
40.0	3.75	3.20	3.20	0.2036	0.37	1.48			
PUNTA	38.50	-1.67 +2.00	30.0	8.50	1.40	1.40	0.2102	-0.35	-1.40
			32.0	6.50	1.85	1.85	0.2285	-0.38	-1.52
			34.0	4.50	2.66	2.66	0.2416	-0.40	-1.60
			38.5	0.00	$\infty$	$\infty$	0.2500	-0.41	-1.64
40.0	1.50	8.00	8.00	0.2496	0.49	1.96			



PROF.	$\Delta\sigma_z$ T/m <sup>2</sup>
30.0	-3.6
32.0	-3.5
34.0	-1.92
38.5	+0.72
40.0	+4.28

## CALCULO DE INCREMENTOS DE ESFUERZOS VERTICALES EN EL PUNTO D.

X = 24

Y = 12

TRAMO	Z <sub>0</sub> M	CARGA T/m <sup>2</sup>	Z M	Z' M	$\frac{X}{Z'}$	$\frac{Y}{Z'}$	I' <sub>Z</sub>	$\Delta\sigma_z$ (T/m <sup>2</sup> )	2 $\Delta\sigma_z$
1	33.0	-0.77 +0.95	30.0	3.00	8.00	4.00	0.2484	-0.19	-0.38
			32.0	1.00	24.00	12.00	0.2500	-0.19	-0.38
			34.0	1.00	24.00	12.00	0.2500	0.23	0.46
			38.5	5.50	4.36	2.18	0.2420	0.22	0.44
			40.0	7.00	3.42	1.70	0.2330	0.22	0.44
2	36.25	-1.53 +1.85	30.0	6.25	3.84	1.92	0.2388	-0.36	-0.72
			32.0	4.25	5.64	2.82	0.2450	-0.37	-0.74
			34.0	2.25	10.66	5.33	0.2491	-0.38	-0.76
			38.5	2.25	10.66	5.33	0.2491	0.46	0.92
			40.0	3.75	6.40	3.20	0.2463	0.45	0.90
PUNTA		-1.67 +2.00	30.0	8.50	2.80	1.40	0.2240	-0.37	-0.74
			32.0	6.50	3.70	1.85	0.2357	-0.39	-0.78
			34.0	4.50	5.35	2.65	0.2440	-0.40	-0.80
			38.5	0.00	$\infty$	$\infty$	0.2500	-0.41	-0.81
			40.0	1.50	16.00	8.00	0.2498	0.49	0.98

PROF.	$\Delta\sigma_z$
30.0	-1.84
32.0	-1.90
34.0	-1.10
38.5	+0.54
40.0	+2.32

## CALCULO DE INCREMENTOS DE ESFUERZOS VERTICALES EN EL PUNTO C.

X = 24

Y = 24

TRAMO	Z M	CARGA T/m <sup>2</sup>	Z	Z'	$\frac{X}{Z'}$	$\frac{Y}{Z'}$	I' z	$\Delta \sigma_z$ (T/m <sup>2</sup> )	
1	33.00	-0.77 +0.95	30.0	3.0	8.00	8.00	0.2496	-0.19	
			32.0	1.0	24.00	24.00	0.2500	-0.19	
			34.0	1.0	24.00	24.00	0.2500	+0.23	
			38.5	5.5	4.36	4.36	0.2473	+0.23	
			40.0	7.0	3.40	3.40	0.2439	+0.23	
2	36.25	-1.53 +1.85	30.0	6.25	3.84	3.84	0.2451	-0.37	
			32.0	4.25	5.64	5.64	0.2492	-0.38	
			34.0	2.25	10.66	10.66	0.2500	-0.38	
			38.5	2.25	10.66	10.66	0.2500	+0.46	
			40.0	3.75	6.40	6.40	0.2492	+0.46	
PUNTA	38.50	-1.67 +2.00	30.0	8.50	2.80	2.80	0.2439	-0.40	
			32.0	6.50	3.70	3.70	0.2440	-0.40	
			34.0	4.50	5.35	5.35	0.2486	-0.40	
			38.5	0.00	$\infty$	$\infty$	0.2500	+0.41	
			40.0	1.50	16.00	16.00	0.2500	+0.50	

PROF.	$\Delta \sigma_z$
30.0	-0.96
32.0	-0.97
34.0	-0.55
38.5	+0.28
40.0	+1.19

## CALCULO DE INCREMENTOS DE ESFUERZOS VERTICALES EN EL PUNTO D.

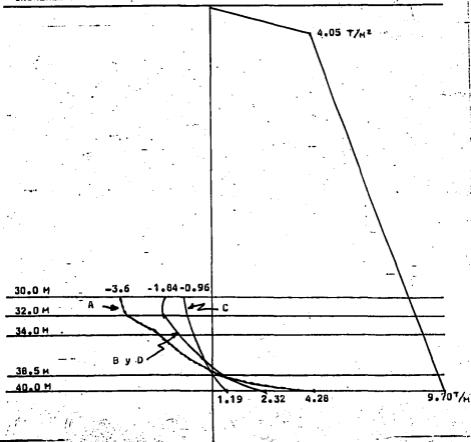
X = 12

Y = 24

TRAMO	Z <sub>M</sub> M	CARGA T/m <sup>2</sup>	Z M	Z' M	$\frac{X}{Z}$	$\frac{Y}{Z}$	I <sup>2</sup> <sub>Z</sub>	$\Delta\sigma_z^2$ (T/m <sup>2</sup> )	2Δσ <sub>z</sub>
1	33.00	-0.77 +0.95	30.0	3.00	4.00	8.00	0.2484	-0.19	-0.38
			32.0	1.00	12.00	24.00	0.2500	-0.19	-0.38
			34.0	1.00	12.00	24.00	0.2500	+0.23	+0.46
			38.5	5.50	2.18	4.36	0.2420	+0.22	+0.44
			40.0	7.00	1.70	3.70	0.2330	+0.22	+0.44
2	36.25	-1.53 +1.85	30.0	6.25	1.92	3.84	0.2388	-0.36	-0.72
			32.0	4.25	2.82	5.64	0.2450	-0.37	-0.74
			34.0	2.25	5.33	10.66	0.2491	-0.38	-0.76
			38.5	2.25	5.33	10.66	0.2491	+0.46	+0.92
			40.0	3.75	3.20	6.40	0.2463	+0.45	+0.90
PUNTA	38.5	-1.67 +2.00	30.0	8.50	1.40	2.80	0.2240	-0.37	-0.74
			32.0	6.50	1.85	3.70	0.2357	-0.39	-0.78
			34.0	4.50	2.65	5.30	0.2440	-0.40	-0.80
			38.5	0.00	∞	∞	0.2500	-0.41	-0.82
			40.0	1.50	8.00	16.00	0.2498	+0.49	+0.98

PROF.	Δσ <sub>z</sub>
30.0	-1.84
32.0	-1.90
34.0	-1.10
38.5	+0.54
40.0	+2.32

PRESIONES EFECTIVAS  $P_o$  E  
INCREMENTOS DE PRESIONES



ESC. V = 1:25

H. = 1:100

## CALCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO	Z M	H M	$P_0$ T/m <sup>2</sup>	$\Delta P$ T/m <sup>2</sup>	P T/m <sup>2</sup>	$\Delta s$	1+s	$\Delta H$ CM
A	33	6	9.7	-2.8	6.9	0.30	7.20	-25.00
	39	4	10.0	2.0	12.0	0.50	12.50	+16.00 - 9.00
B	33	6	9.7	-1.5	8.2	0.20	7.20	-16.60
	39	4	10.0	1.0	11.0	0.15	12.50	+ 4.80 -11.80
C	33	6	9.7	-0.7	9.0	0.10	7.20	- 8.35
	39	4	10.0	+0.4	10.4	0.15	12.50	+ 4.80 - 3.55
D	33	6	9.7	-1.5	8.3	0.20	7.20	-16.60
	39	4	10.0	1.0	11.0	0.15	12.50	4.80 -11.60

$$\Delta_{\text{prom}} = -9.03 < \Delta_{\text{per}} = 26 \therefore \text{es correcto.}$$



## ESTADO LIMITE DE FALLA.

## A) Revisión de los pilotes individuales.

$$C_f = n A_1 f F_R$$

$$A_T = 0.36 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 2.4 \times 32.5 = 78 \text{ m}^2$$

$$p = 2.4 \text{ m.}$$

$$C_f = 112 \times 78.0 \times 2.0 \times 0.7$$

$$\gamma = 1.6 \text{ T/m}^3$$

$$C_f = 12\,230.4 \text{ ton.}$$

$$C_1 = C N_{cs} A_1 F_R + P_v A_1$$

$$C = 0.67 \times 2 = 1.34 \text{ (cohesión reducida ec. 4 normas)}$$

$$N_{cs} = 6.20$$

$$A_1 = 25 \times 25 = 112 \times 0.36 = 584.70 \text{ m}^2$$

$$F_R = 0.7$$

$$P_v = 1.6 \times 6 = 9.6 \text{ T/m}^2$$

$$C_1 = 1.34 \times 6.2 \times 584.7 \times 0.7 + 9.6 \times 584.7 \text{ m}^2$$

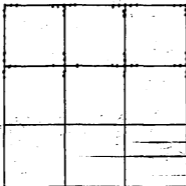
$$C_1 = 3\,400.0 \text{ T} + 5\,613 = 9\,013 \text{ T}$$

$$\text{Peso Pilotos} = 112 \times 0.36 \times 32.5 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 3\,145 \text{ ton.}$$

$$\Sigma QF_c = 1.4 (10187 + 3145 + 1128) = 20\,244 \text{ T}$$

$$R = 12\,230.4 + 9\,013 = 21\,243 \text{ T}$$

20 244 T < 21 243 T ∴ es correcto



La losa deberá tener una Capacidad estructural suficiente para soportar la presión de contacto de

$$\frac{20\ 244 - 12\ 230}{576} = 13.9 \text{ T/m}^2$$

B) Revisión de la pila de geometría igual a la de la envolvente del conjunto de pilotes.

$$R = [(C N_{cs}) F_R + P_M] A_p$$

$$R = \text{capacidad de carga en T/m}^2$$

$$C = \text{cohesión igual a } \frac{q_u}{2} = C = 2.5 \text{ T/m}^2$$

$$N_{cs} = 8.10$$

$$A_p = \text{área transversal de la pila} = 25 \times 25 = 625 \text{ m}^2$$

$$R = [(2.5 \times 8.1 \times 0.7)] 625 + 1.5 \times 38.5 \times 625.0$$

$$R = 44\ 953.10 \text{ ton.}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso suelo} &= (625 \text{ m}^2 - 112 \times 0.36) 32.5 \times 1.5 \text{ T/m}^3 = \\ &= 28\ 503.15 \text{ T.} \end{aligned}$$

$$\Sigma Q_{fc} = 20\ 244 \text{ T} + 28\ 503.15 = 48\ 747.15 \text{ T} \therefore$$

$$44\ 953.10 \geq 48\ 747.15 \quad (0.922)$$

C) Revisión de grupos de pilotes en los que se puede subdividir la cimentación.

$$C.1. \text{ Perímetro grupo de esquina} = 3.6 \times 4 = 14.4 \text{ m} \times 4 = 57.60 \text{ m.}$$

$$C.2. \text{ Perímetro grupo de lateral} = 3.6 \times 4 = 14.4 \text{ m} \times 8 = 115.20 \text{ m.}$$

$$C.3. \text{ Perímetro grupo de central} = 3.6 \times 4 = 14.4 \text{ m} \times 4 = 57.60 \text{ m.}$$

$$\text{perímetro total} = 230.40 \text{ m.}$$

$$\text{Perímetro como pila Única} = 25 \times 4 = 100 \text{ m} < 230.4 \text{ m.}$$

Segunda combinación (cargas permanentes, cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica).

Revisión de los pilotes tomando en cuenta que el momento de volteo equivale a una excentricidad de 0.85 m. Para esta revisión se considerará una área reducida de la losa de cimentación con ancho de  $24 - 2 \times 0.85 = 22.30$  m., esto equivale a eliminar 16 pilotes.

-298.08	- 679.35	- 708.42	-586.60	2272.45
-513.88	-1066.20	-1076.26	-708.42	3364.76
-524.35	-1059.48	-1066.20	-679.35	3329.38
-198.86	-524.35	- 513.88	-298.08	1535.17
1535.17	3329.38	3364.76	2272.45	

F	X	Mx	
1535.17	0.0	0.0	
3329.38	8.0	26635.04	
3364.76	16.0	53836.16	
2272.45	24.0	54539.04	
			$\bar{X} = \bar{Y} = \frac{135010.24}{10801.45} = 12.85$

$$10501.77 \quad 135010.24 \quad u_x = u_y = 0.00 \text{ m.}$$

$$P = \frac{10501.77}{1.1} = 9547.06 \text{ ton.}$$

a) Revisión de los pilotes individuales.

$$C_f = m A_1 f F_R$$

$$A_1 = 2.4 \times 32.5 + 78 \text{ m}^2$$

$$C_f = 96 \times 78 \times 2 \times 0.7 = 10\,483.2$$

$$C_1 = C N_{cs} A_1 F_R + P_v A_1$$

$$C = 0.67 \times 2 = 1.34 \text{ T/m}^2$$

$$N_{cs} = 6.2 \text{ ( fig. 8 de las normas )}$$

$$A_1 = 25 \times 25 - 96 \times 0.36 = 590.44 \text{ m}^2$$

$$F_R = 0.7$$

$$P_v = 1.6 \times 6 = 9.6 \text{ T/m}^2$$

$$C_1 = 1.34 \times 6.2 \times 590.44 \times 0.7 + 9.6 \times 590.44$$

$$C_1 = 3433.8 + 5668.22 = 9\,102.0 \text{ T.}$$

$$\Sigma QF_c = 1.1 ( 9547.06 + 3145 + 1128 ) = 15\,202.06 \text{ T}$$

$$\Sigma QF_c \leq R$$

$$15202.06 \text{ T} < 19585.2 \text{ T} \therefore \text{ es correcto.}$$

La presión de contacto que deberá poder soportar la losa en estas condiciones es de :

$$\frac{15202.06 \text{ T} - 10483.2}{509.44} = 7.99 \text{ T/m}^2$$

b) Revisión de la pila igual a la de la envoltante

$$R = [2.5 \times 8.1 \times 0.7] 590.44 + 1.5 \times 38.5 \times 590.44$$

$$R = 42\,467.39$$

$$\begin{aligned} \text{Peso suelo} &= ( 22.30 \times 22.3 - 96 \times 0.36 ) 32.5 \times 1.6 = \\ &= 22\,558 \text{ T.} \end{aligned}$$

$$\Sigma QF_c = 15\,202 + 22\,558 = 37\,760 \text{ T} \therefore$$

$$37\,760 < 42\,467.39 \therefore \text{ es correcto}$$

## 4.- Excavación.

4.1. Acciones.- Como se ha dicho se propone compensar 6 m. Para la evaluación de la estabilidad de esta excavación se requerirá de acuerdo al artículo 270 considerar una sobre carga uniforme mínima de  $q = 1.5 \text{ T/m}^2$  en las zonas próximas a la excavación con factor de carga unitario.

El peso del suelo será afectado de un factor de carga de 1.4 ( art. 220 )

## 4.2. Estabilidad

a) Paredes.- Dado que una falla de taludes no dañaría estructuras vecinas, ni los servicios públicos, el factor de resistencia a considerar para verificar la estabilidad de las paredes será de 0.8 (art.270) Para que las paredes de la excavación sean estables debe cumplirse la desigualdad siguiente :

$$F_c \gamma H + q < N_{cf} c + \mu q F_R$$

donde

$F_c$  = Factor de carga de 1.4

$\gamma$  = Peso volumétrico del material de  $1.5 \text{ T/m}^3$

$H$  = Altura de la excavación de 6 m.

$q$  = Sobre carga de  $1.5 \text{ T/m}^2$

$\mu q$  = factor de reducción debido a la sobre carga que depende de la relación  $q/\gamma H$

$\mu$  = H. y de la profundidad del estrato

$N_{cf}$  = Número de estabilidad que depende del ángulo de talud ( $\beta$ ), y del parámetro  $N_{cf} = \frac{H+q}{\mu q} \frac{\tan \phi}{c}$

$c$  = Cohesión más baja en la altura de la excavación igual a  $1.5 \text{ T/m}^2$

$\phi$  = Ángulo de fricción interna (  $30^\circ$  a partir de la prueba de penetración estándar )

$F_R$  = Factor de resistencia igual a 0.7

$$F_{cf} = H + q = 1.4 \times 1.5 \times 6 + 1.5 \text{ T/m}^2 = 12.6 + 1.5 = 14.1 \text{ T/m}^2$$

$$N_{cf} = 12 \quad \text{para } h_{c\phi} = \frac{H + q \cdot \tan \phi}{\mu q} = \frac{1.5 \times 6 + 1.5 \cdot 0.36}{0.95 \cdot 1.5} = 2.65$$

$$\phi = 20$$

$$\mu q = 0.93$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{q}{H} &= \frac{1.5}{1.5 \times 6} = 0.166 \\ \beta &= 35^\circ \end{aligned} \right\} \mu q = 0.95$$

$$F_R = 0.8$$

$$N_{cf} = c + \mu q \cdot F_R = 12 \times 1.5 \times 0.95 \times 0.8 = 13.7 \text{ T/m}^2$$

$14.10 \approx 13.70 \text{ T/m}^2 \therefore$  la excavación debe realizarse a  $30^\circ$

b) Fondo

$$P_v F_c + q F_c < c N_{cs} F_R$$

$$1.5 \times 6 \times 1.4 + 1.5 \times 1 < 2 \times 0.8 \times 8.10$$

$$14.1 \approx 13$$

$$N_{cs} = \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) (N_{cs})_{\text{largo}} = 1 + 0.2 \times \frac{1}{1} =$$

$$1.2 \times 6.2 = 8.1$$

4.3. Estado límite de servicio.- Las expansiones elásticas debidas a la excavación se calcularon utilizando la fórmula de Steinbrenner considerando un módulo de elasticidad de  $400 \text{ ton/m}^2$  y una relación de Poisson de 0.5 para la formación arcillosa superior.

$$\Delta_{ed} = \frac{q B}{E} \left[ (1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2 \right]$$

$$\frac{9.6 \times 12}{400} \left[ (1 - 0.5^2) 0.05 + (1 - 0.05 - 2(0.5^2)) 0.075 \right]$$

$$D/B = 6 / 12 = 0.5$$

$$L/B = 6 / 6 = 1$$

$$F_1 = 0.05$$

$$F_2 = 0.075$$

$$q = 1.6 \text{ T/m}^3 \times 6 \text{ m} = 9.6 \text{ T/m}^2$$

$$A_{eD} = 0.208 ( 0.0375 + 0.0337 ) = 0.02 \text{ m.}$$

∴ La expansión en el centro de la excavación resulta ser de 8 cm. y la de la esquina de 2 cm.

5.- Acciones a Considerar en el Diseño Estructural de la Cimentación.

En el diseño de la losa debe considerarse una presión de contacto de  $13.9 \text{ T/m}^2$ .

Los pilotes se diseñaron como columnas cortas sujetas a una carga axial de:

$$1.4 ( 10187 + 3145 + 1128 ) = 180.75 \text{ ton.}$$

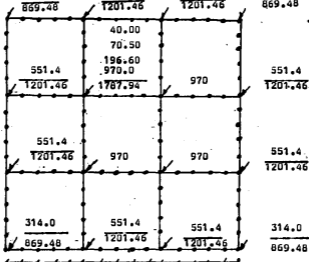
112

6.- Método Constructivo.- Se procederá primero a hincar los pilotes con seguidor, dejando la cabeza a una profundidad igual al peralte de las contratrabes, se realizan luego las excavaciones hasta 6 m. de profundidad con taludes a  $30^\circ$ , para la instalación de los pilotes se cumplirá con las especificaciones del art. 273 del Reglamento.

7.- Ya que el peso unitario de la estructura es mayor de  $4 \text{ T/m}^2$ , deberán realizarse nivelaciones cada mes durante los primeros seis meses y cada seis meses durante un período mínimo de cinco años. ( art. 275 ).

DISEÑO DE TRABES DE CIMENTACION.

	40.00	40.00p.p. cols.	
	70.50	70.50Cimentación	
X 1.4	196.56	196.56Pilotes	
	314.00	551.40Desc. 551.40	314.00
	<u>869.48</u>	<u>1201.46</u>	<u>869.48</u>



180.75 T

15 esp. @ 1.6 = 24 m. ( tipo )

$$\begin{aligned} \sum Q_{F_c} &= \sum P = 10187.0 \text{ T} = 10187.0 \text{ T} \text{ descargas} \\ \sum P_{p.p.} &= 196.6 \times 16 = 3145.0 \text{ T} \text{ p. pilotes} \\ \sum P_{cim.} &= 70.5 \times 16 = 1128.0 \text{ T} \text{ peso cimentación} \end{aligned}$$

$$\underline{14460.0 \text{ T}}$$

$$\times 1.4$$

$$\underline{20244.84 = 180.75 \text{ T/pilo.T.B}}$$

$$112.00$$



SECCION 60 X 240

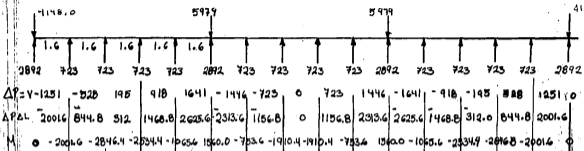
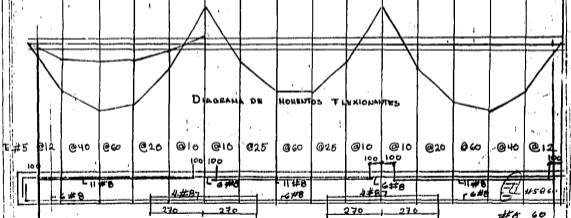


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES



#0 60  
ambos carriles

a) Diseño por flexión.

$$M_U = 711.7 \text{ T-m}$$

$$M_U^+ = 390 \text{ T-m}$$

$$M_{RC} = \phi f''c b d^2 q (1 - 0.5 q)$$

De las ayudas para diseño fig. 3 pag. 179

$$\frac{M_U}{bd^2} = \frac{71170000}{60 \times 240^2} = 20.59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore p = 0.006$$

$$A_s = 0.006 \times 60 \times 240 = 86.4 \text{ cm}^2 ; 17 \text{ vars. } \# 8$$

$$\frac{M_U^+}{bd^2} = \frac{39000000}{60 \times 240^2} = 11.20 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p = 0.004$$

$$A_s^+ = 0.004 \times 50 \times 240 = 48 \text{ cm}^2 ; 10 \text{ vars. } \# 8$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{f''c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \times \sqrt{250}}{4200} \times 50 \times 240 = 0.0026 \times 50 \times 240$$

$$A_{s \text{ min}} = 31.2 \text{ cm}^2 \quad \# 8$$

$$P_b = \frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \cdot \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.019$$

$$P_{mx} = 0.75 P_b = 0.75 \times 0.019 = 0.014$$

b) Diseño por cortante.

$$q = p \frac{f_y}{f''c} \quad 2. \# 8 = 10.06 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{10.06}{50 \times 240} = 0.00083$$

$$q = 0.00083 \times \frac{4200}{170} = 0.02$$

$$M_{RC} = F_R f''c b d^2 q (1 - 0.5 q)$$

$$M_{RC} = 0.9 \times 170 \times 50 \times 240^2 \times 0.02 (1 - 0.5 \times 0.02)$$

$$M_{RC} = 8912800 (0.99) = 87.23 \text{ T-m}$$

como  $p < 0.31$

$$V_{CR} = 0.8 \times 50 \times 240 (0.2 + 0.004 \times 30) \sqrt{0.8 \times 250}$$

$$V_{CR} = 9600 (0.32) 14.14 = 43.44 \text{ ton.}$$

Para una trabe:

$$V_U = \frac{1251}{4} = 312.75 \text{ ton.}$$

Con estribos  $\phi$  5/8 ;  $a_n = 2 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 2 \times 4200 \times 240}{V_U - V_{CR}} = \frac{3225.6}{V_U - V_{CR}}$$

El cortante más crítico  $V_U = \frac{1641}{4} = 410.25 \text{ T}$

Según el Reglamento

$$V_U \leq 2.5 F_R b d \sqrt{f'_{RC}}$$

$$V_U \leq 2.5 \times 0.8 \times 50 \times 240 \times \sqrt{200} = 339.36 \text{ T} < 410.25 \text{ T}$$

∴ cambiaré la sección a 60 x 240

$$V_U \leq 2.5 \times 0.8 \times 60 \times 240 \times 14.14 = 407.23 \approx 410.25$$

a) Diseño por flexión.

$$M_U^- = 711.7 \text{ T-M}$$

$$M_U^+ = 390 \text{ T-M}$$

$$\frac{M_U^-}{b d^2} = \frac{71170000}{60 \times 240^2} = 20.59 \text{ Kg/cm}^2 ; p = 0.006$$

$$A_s = 60 \times 240 \times 0.006 = 66.4 \text{ cm}^2 = 17 \text{ varos. } \# 8$$

$$\frac{M_U^+}{b d^2} = \frac{39000000}{60 \times 240^2} = 11.28 \text{ Kg/cm}^2 ; p = 0.003$$

$$A_s = 60 \times 240 \times 0.003 = 43.2 \text{ cm}^2 = 9 \text{ varos. } \# 8$$

b) Diseño por Cortante

b.1.  $V_U = \frac{1641}{4} = 410.25 \text{ T}$

$$V_{CR} = 0.8 \times 64 \times 240 (0.32) 14.14 = 55.6 \text{ T}$$

$$V_U - V_{CR} = 410.25 - 55.6 = 354.65 \text{ T}$$

$$S_C \# 5 = \frac{3225.6}{354.6} = @10$$

$$b.2. V_U = \frac{1446}{4} = 361.5 \text{ T}$$

$$V_U - V_{CR} = 361.5 - 55.6 = 305.9 \text{ T}$$

$$S_E \# 5 = \frac{3225.6}{305.9} = @ 10$$

$$b.3. V_U = \frac{1251}{4} = 312.5 \text{ T}$$

$$V_U - V_{CR} = 312.5 - 55.6 = 257.15$$

$$S_C \# 5 = \frac{3225.6}{257.15} = @ 12$$

$$b.4. V_U = \frac{910}{4} = 229.5$$

$$V_U - V_{CR} = 229.5 - 55.6 = 173.9 \text{ T}$$

$$S_E \# 5 = \frac{3225.6}{173.9} = @ 20$$

$$b.5. V_U = \frac{723}{4} = 180.75$$

$$V_U - V_{CR} = 180.75 - 55.6 = 125.15 \text{ T}$$

$$S_E \# 5 = \frac{3225.6}{125.15} = @ 25$$

$$b.6. V_U = \frac{520}{4} = 132$$

$$V_U - V_{CR} = 132 - 55.6 = 76.4$$

$$S_E \# 5 = \frac{3225.6}{76.4} = @ 40$$

$$b.7. V_U = \frac{195}{4} = 48.75 < V_{CR} \therefore \text{Sop } E_2 \# 5 = \frac{240}{4} = 60$$

#### DISEÑO DE PILOTES.

$$P_U = 180.75 \text{ T}$$

$$K = \frac{180.75}{0.7 \times 60 \times 60 \times 170} = 0.42$$

$$a_y = 0 = 0.0$$

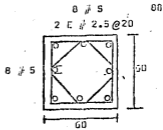
$$a_x = 0.05 \times 60 = 3.0$$

$$a_T = 3.0 \text{ cm} ; a/T = 0.05$$

$$K = 0.42$$

$$R = 0.42 \times 0.05 = 0.021 ; \eta = 0.1$$

$P = 0.0404 \times 0.1 = 0.004$   
 $A_g = 0.004 \times 60 \times 60 = 14.4 \text{ cm.}$   
 $2 \text{ E } \# 2.5 @ 20$   
 $P_{\text{min}} = 0.01$   
 $A_g = 3600 \times 0.01 = 36.0 \text{ cm}^2$



COEFICIENTE PARA LOSAS DE ACUERDO AL REGLAMENTO PARA CONSTRUCCIONES PARA EL D.F.

- .0297	- 0.0288	- 0.0297
0.019    .0133    -.0315	-.0288    .0126    -.0288	-.0315    .0133    0.019
-0.139		.050
-0.0297	-0.0288	-0.0297
-0.0324	-0.0315	.0324
0.0310	0.0301	
.019    .0137    .0324	.0297    .0129    .0297	.0324    .0137    .0190
.0190	.0190	.0190

a) Tomaré como promedio  $c = .031$ ; suponiendo  $h = 40.0$  cm.

$$M = -.031 \times 13.9 \times 7.4^2 = 23.59 \text{ T-M}$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{2359000}{100 \times 30.5^2} = 15.91 \text{ Kg/cm}^2 ; p = 0.0045$$

$$A_s = 100 \times 30.5 \times 0.0045 = 17.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{con var. } 3/4^{\text{a}} \text{ Sep} = \frac{284}{17.32} = 16 \text{ cm.} \approx 15 \text{ cm.}$$

b) Para los orillos :  $c = 0.019$

$$M = .019 \times 13.9 \times 7.4^2 = 14.42 \text{ T-M}$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{1442000}{100 \times 30.5^2} = 9.72 \text{ Kg/cm}^2 ; p = 0.0028$$

$$A_s = 100 \times 30.5 \times 0.0028 = 10.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{con var. } 3/4^{\text{a}} \text{ Sep.} = \frac{284}{10.78} = 26 = 30 \text{ cm.}$$

c) Para los centros de claro se tomará un coeficiente

$$c = 0.0137$$

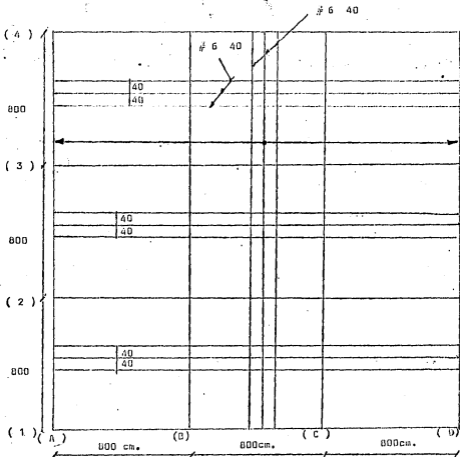
$$M = 0.0137 \times 13.9 \times 7.4^2 = 10.42 \text{ T-M}$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{1042000}{100 \times 30.5^2} = 7.02 \text{ Kg/cm}^2 < p \text{ mín.}$$

d)  $A_{s \text{ mín}} = 0.002 \times 100 \times 30.5 = 7.7 \text{ cm}^2$

$$\text{Sep var } \# 6 = \frac{284}{7.7} = 36 \text{ cm.}$$

ARMADO LOSA DE CIMENTACION. LECHO SUPERIOR. NIV - 0.00

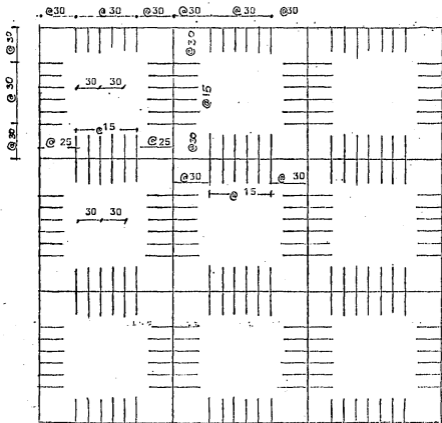


LOSA II. = 40 cm.

ARMADO LOSA DE CIRCULACION CIV. - 6.00.

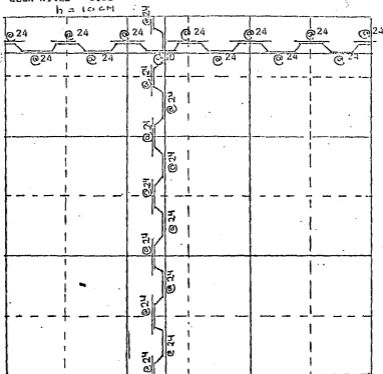
LECHO INFERIOR

Var. # 6



LOSA II = 40 cm.





$$U_{\text{acabado}} = 0.05 \times 1.8 \text{ T/m}^3 = 90 \text{ Kg/m}^2$$

$$U_{\text{losa}} = 0.10 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 240 \text{ ,,}$$

$$U_{\text{H}} = 330 \text{ Kg/m}^2$$

$$U_{\text{V}} = 150 \text{ ,,}$$

$$U_{\text{T}} = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{\text{máx}} \text{ apoyó} = 0.0310 \times 0.48 \times 3.50^2 = 0.182 \times 1.4 = 0.2548 \text{ T-M}$$

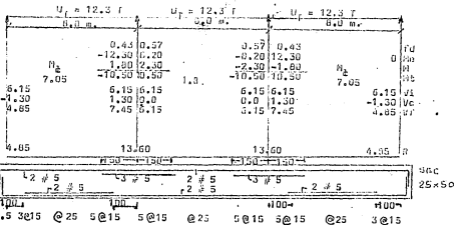
$$M_{\text{mín}} \text{ apoyó} = 0.0190 \times 0.48 \times 3.50^2 = 0.111 \times 1.4 = 0.1554 \text{ T-M}$$

$$M_{\text{L}} = 0.0137 \times 0.48 \times 3.50^2 = 0.080 \times 1.4 = 0.1120 \text{ T-M}$$

$$\frac{M_{\text{L}}}{b d^2} = \frac{25400}{100 \times 0.5^2} = 3.52 \text{ ; } p = 0.003 \quad \begin{matrix} \text{As} \\ \text{sup. } f' = 3 \\ 2.55 \\ 24 \end{matrix}$$

$$\frac{M_{\text{L}}}{b d^2} = \frac{15300}{100 \times 0.5^2} = 2.15 \text{ ; } p = 0.003 \quad \begin{matrix} \text{As} \\ 2.55 \\ 24 \end{matrix}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{11200}{100 \times 48.5^2} = 1.3 \quad ; \quad p = 0.005 \quad 2.5$$



$$U = 7.68 \text{ T} \quad ; \quad U = 7.7 \text{ T} \quad ; \quad A = 16.0 \text{ m}^2$$

$$W_{pp} = (0.3 \times 0.0 \times 8) \times 2.4 = 4.6 \text{ T} \quad ; \quad U = 0.40 \text{ T/m}^2$$

$$U_T = 12.3 \text{ T}$$

$$N = \frac{W_L}{8} = \frac{12.3 \times 8}{8} = 12.3 \text{ T-M}$$

$$M_2 = \frac{W_L}{12} = \frac{12.3 \times 8}{12} = 8.2 \text{ T-M}$$

$$V_1 = \frac{12.3}{2} = 6.15$$

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{1050000 \times 1.4}{25 \times 48.5^2} = 17.05 \times 1.4 = 25 \quad ; \quad p = 0.007$$

$$A_g = 25 \times 48.5 \times 0.007 = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c} bd}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 25 \times 48.5 = 3.19 \quad 2 \# 5$$

$$V_c = F_R (.20 + 30p) \sqrt{f_c} bd = 0.8$$

$$V_c = 0.0 (.24 + 30 \times .005) \sqrt{200} \times 25 \times 48.5 = 4.80$$

$$SE \# 2.5 = \frac{F_R A_v d f_y}{V_u - V_c} = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 48.5 \times 4200}{V_u - V_c} = \frac{159}{V_u - V_c}$$

$$V_u = 4.85 \times 1.4 = 6.80 \text{ T}$$

$$V_u = 7.45 \times 1.4 = 10.43 \text{ T}$$

$$V_u = 6.15 \times 1.4 = 8.61 \text{ T}$$

#### 4. ANALISIS II

El análisis II de la estructura consiste en efectuar el cálculo y diseño de la estructura siguiendo las especificaciones del nuevo Reglamento de Construcciones para el D.F. 1987.

Dentro de estas nuevas especificaciones está la de considerar el desplazamiento total del edificio así como el desplazamiento relativo de cada entrepiso igual a 0.006 H, para lo cual se hace necesario incrementar las secciones que se obtuvieron en el análisis I.

Después de efectuar varios tanteos se obtuvieron las secciones que se muestran en la página siguiente.

Los datos de entrada para el programa de computadora como son altura de entrepiso en los primeros cuatro niveles, cargas vivas, muertas, coeficientes sísmicos; se modificaron para estar de acuerdo al nuevo reglamento y las nuevas condiciones de la estructura.

También a continuación se muestran los resultados de la combinación de cargas verticales + sismo, que es la que domina el diseño.

	1	1	1	
①	1	1	1	} Cols. 0,95X0,95 Cols. tipo 1
	1	1	1	
	2	2	2	
②	2	2	2	} Cols. 105X105 Cols. tipo 2
	2	2	2	
	2	2	2	
	3	3	3	
③	3	3	3	} Cols. 115X 115 Cols. tipo 3
	3	3	3	
	3	3	3	
	4	4	4	
④	4	4	4	} Cols. 125X125 Cols. tipo 4
	4	4	4	
	4	4	4	
	4	4	4	

Sección ( 1 ) = 40 X 90

Sección ( 2 ) = 40 X 100

Sección ( 3 ) = 40 X 110

Sección ( 4 ) = 40 X 120

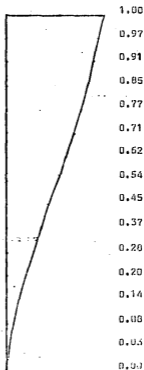
-4,560	27,01		
24,00	-32,02	-1,37	26,46
-1,08			-21,89
-14,41			-19,72
13,46			8,18
4,04	3,33	3,09	-4,36
26,18	-39,07	-10,86	33,28
-15,80			-29,93
-30,60			-38,28
9,57			14,41
2,95	12,02	33,30	-11,95
25,89	-47,01	-18,48	28,04
-14,78			-38,04
-18,94			24,28
15,42			
-3,66	18,36	46,22	-21,84
27,50	-34,08	-25,32	40,78
-13,43			-31,17
-66,32			-18,28
24,82			29,30
-10,84	3,74	73,18	-26,70
32,85	-67,94	-41,04	81,67
-14,08			-41,88
-94,80			-43,82
27,60			40,70
-8,98	37,37	64,32	-32,07
36,70	-14,42	-43,32	86,00
-23,28			-80,44
-120,66			-112,41
26,13			46,43
-12,83	42,24	64,16	-42,87
88,05	-78,43	-44,31	86,40
-21,79			-83,03
-177,95			-130,94
84,82			83,46
-22,48	37,38	71,37	81,01
29,24	-87,02	-88,19	82,83
-15,47			-49,45
-86,23			-141,60
41,34			70,00
-31,07	86,11	86,83	-64,35
31,83	-47,46	-68,20	63,85
-21,66			-60,80
-209,18			-168,27
31,19			65,28
-24,26	80,50	81,37	-81,81
38,66	-47,0	-64,98	63,94
-86,06			-61,80
-241,94			-186,43
38,91			61,00
-26,7	62,75	89,50	-61,88
38,01	-47,46	-68,22	63,02
-22,81			-60,23
-279,79			-203,31
46,93			72,76
-38,68	62,68	89,69	-75,48
24,44	-46,49	-67,48	85,87
-13,45			-13,78
-201,32			-126,09
60,97			91,73
-44,10	75,26	102,31	-89,37
24,14	-109,49	-80,10	81,00
-12,82			-59,71
-244,46			-141,83
88,88			84,44
41,72	62,66	93,90	-81,83
10,24	-48,91	-67,79	36,62
-0,10			-28,31
-371,09			-260,85
14,47			104,87
-68,85	46,76	73,71	-103,20
84,86	-76,20	-47,36	24,43
-48,83			-28,84
-403,11			-174,02
143,98			154,35
-150,11			-154,01

FORMAS DE MODO. 1<sup>ER</sup> MODO T DIRECCION Y.

NIV	ORDENADA	ORDENADA NORMALIZADA
13	0.035	1.00
14	0.034	0.97
13	0.032	0.91
12	0.030	0.85
11	0.027	0.77
10	0.025	0.71
9	0.022	0.62
8	0.019	0.54
7	0.016	0.45
6	0.013	0.37
5	0.010	0.28
4	0.007	0.20
3	0.005	0.14
2	0.003	0.08
1	0.001	0.03

$$T = 1.36 \text{ seg.}$$

$$\omega^2 = 21.34 \text{ (rad/seg)}^2$$



ESC. V = 1:100

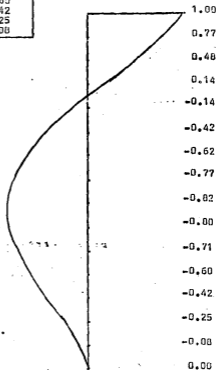
ESC. II = 1:25

## FORMAS DE H'IDO. 2º MODO T DIRECCION Y.

HIV	ORDENADA	ORDENADA MODIFICADA
15	0.035	1.00
14	0.027	0.77
13	0.017	0.48
12	0.009	0.14
11	-0.003	-0.14
10	-0.015	-0.42
9	-0.022	-0.62
8	-0.027	-0.77
7	-0.029	-0.82
6	-0.020	-0.80
5	-0.025	-0.71
4	-0.021	-0.60
3	-0.015	-0.42
2	-0.009	-0.25
1	-0.003	-0.08

$$T = 0.48 \text{ seg.}$$

$$\omega^2 = 171.34 \text{ (rad/seg)}^2$$

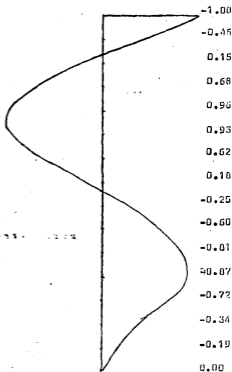


FORMAS DE MOD. 3<sup>ra</sup> MOD. T DIRECCION Y.

NIV	ORDENADA	ORDENADA MODIFICADA
15	-0.032	-1.00
14	-0.015	-0.46
13	0.005	0.15
12	0.022	0.68
11	0.031	0.96
10	0.030	0.93
9	0.020	0.62
8	0.006	0.18
7	0.008	-0.25
6	-0.019	-0.60
5	-0.026	-0.01
4	-0.020	-0.87
3	-0.023	-0.72
2	-0.011	-0.34
1	-0.005	-0.19

$$T = 0.270 \text{ seg.}$$

$$\omega^2 = 541.54 \text{ ( rad/seg )}^2$$





## DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

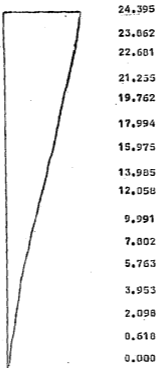
NIV	DIREC Y CM	SO DIREC X	DESP TOTALES CM
1	0.475	0.162	0.619
2	1.614	0.484	2.098
3	3.041	0.912	3.953
4	4.433	1.330	5.763
5	6.002	1.800	7.802
6	7.688	2.305	9.991
7	9.276	2.782	12.058
8	10.758	3.227	13.985
9	12.209	3.686	15.975
10	13.842	4.152	17.994
11	15.202	4.560	19.762
12	16.350	4.905	21.255
13	17.467	5.234	22.681
14	18.356	5.506	23.862
15	18.766	5.629	24.395

DESP. PERMISIBLES=

30.84 CM.

 $\Delta p = 0.006 \text{ h.}$  $\Delta p = 0.005 (4 \times 3.5 - 11 \times 3.4)$ 

= 30.84

DESPLAZAMIENTOS  
MAXIMOS.

## DISEÑO DE TRABES. ESPECIFICACIONES.

## Requisitos para vigas

## a) Requisitos Geométricos

$$l/b \leq 800/40 = 20 \leq 40$$

$$h/b \leq 120/40 = 3 \leq 4$$

## b) Refuerzo mínimo en ambos lechos y en toda la longitud de la viga :

$$A_s, A'_s \geq \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d$$

$$\text{Sección } 40 \times 120 ; \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 40 \times 110 = 11.59 \text{ cm}^2 \quad \begin{array}{l} 3 \# 8 \\ 4 \# 6 \end{array}$$

$$\text{Sección } 40 \times 110 ; \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 40 \times 100 = 10.54 \text{ cm}^2 \quad \begin{array}{l} 2 \# 8 \\ 4 \# 6 \end{array}$$

$$\text{Sección } 40 \times 100 ; \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 40 \times 90 = 9.48 \text{ cm}^2 \quad \begin{array}{l} 2 \# 8 \\ 4 \# 6 \end{array}$$

$$\text{Sección } 40 \times 90 ; \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 40 \times 80 = 8.43 \text{ cm}^2 \quad \begin{array}{l} 2 \# 8 \\ 3 \# 6 \end{array}$$

## c) Acero de compresión

$$A'_s \leq 0.75 A_s$$

d) Al menos 67 % de  $A_s$  deberá pasar por el núcleo de la columna.e) Para refuerzo longitudinal  $\geq 5$  se deberán usar estribos

# 2.5 cuando menor

## DISEÑO DE TRAVES. CALCULO DE MOMENTOS RESISTENTES.

## 1.- Sección 40 X 120

$$F_R = 0.90$$

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 110 \text{ cm.}$$

$$A_g = 4 \# 6 = 11.36 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{11.36}{40 \times 110} = 0.0025$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = \frac{0.0025 \times 4200}{170} = 0.063$$

$$f''_c = 0.05 f'_c = 0.05 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 0.03 f'_c = 0.03 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{RC} = F_R \times b d^2 f''_c q (1 - 0.5 q)$$

$$M_{RC} = 0.9 \times 40 \times 110^2 \times 170 \times 0.063 (1 - 0.5 \times 0.063)$$

$$M_{RC} = 46.65 \times 0.9685 = 45.18 \text{ T-M}$$

$$M_{RCE} = 45.18 \text{ T-M } 4 \# 6$$

$$M_{RCE} = 22.59 \text{ T-M } 2 \# 6$$

$$p_b = \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{4800}{6000} = \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{6000} = 0.0190$$

$$p_{máx} = 0.75 p_b = 0.75 \times 0.019 = 0.0142$$

$$\text{si } A_g = 3 \# 8$$

$$p = \frac{15.09}{40 \times 110} = 0.0034 ; q = 0.0034 \times \frac{4200}{170} = 0.084$$

$$M_{RC} = 0.9 \times 40 \times 110^2 \times 170 \times 0.084 (1 - 0.5 \times 0.084)$$

$$M_{RC} = 62.20 \times 0.958 = 59.58$$

$$M_{RCE} = 59.58 \text{ T-M } 3 \# 8$$

$$M_{RCE} = 39.72 \text{ T-M } 2 \# 8$$

## 2.- Sección 40 X 110

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 110 \text{ cm.}$$

$$A_g = 2 \# 8 = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{10.05}{40 \times 110} = 0.0025$$

$$q = \frac{0.0025 \times 4200}{170} = 0.062$$

$$M_{RC} = 0.9 \times 40 \times 100^2 \times 170 \times 0.062 \cdot (1 - 0.5 \times 0.062)$$

$$M_{RC} = 37.94 \times 0.969 = 36.76 \text{ T-M}$$

$$M_{RCE} = 36.76 \text{ T-M } 2 \text{ # } 8$$

$$M_{RCE} = 10.38 \text{ T-M } 1 \text{ # } 8$$

### 3.- Sección 40 X 100

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 90 \text{ cm.}$$

$$A_B = 2 \text{ # } 8 = 10.06 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{10.06}{40 \times 90} = 0.0027$$

$$q = \frac{0.0027 \times 4200}{170} = 0.069$$

$$M_{RC} = 0.9 \times 40 \times 90^2 \times 170 \times 0.069 (1 - 0.5 \times 0.069)$$

$$M_{RC} = 34.20 \times 0.9655 = 33.02 \text{ T-M}$$

$$M_{RCE} = 33.02 \text{ T-M } 2 \text{ # } 8$$

$$M_{RCE} = 16.51 \text{ T-M } 1 \text{ # } 8$$

### 4.- Sección 40 X 90

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 80 \text{ cm.}$$

$$A_B = 2 \text{ # } 8 = 10.06 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{10.06 \text{ cm}^2}{40 \times 80} = 0.0031$$

$$q = \frac{0.0031 \times 4200}{170} = 0.076$$

$$M_{RC} = 0.9 \times 40 \times 80^2 \times 170 \times 0.076 (1 - 0.5 \times 0.076)$$

$$M_{RC} = 29.76 \times 0.96 = 28.56 = 28.56 \text{ T-M}$$

$$M_{RCE} = 28.56 \text{ T-M } 2 \text{ # } 8$$

$$M_{RCE} = 14.28 \text{ T-M } 1 \text{ # } 8$$

ESPECIFICACIONES PARA COLUMNAS.

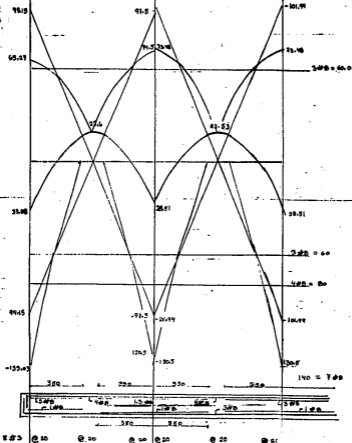
Artículo decimo.- ( 3 ). En columnas de concreto con estribos se aplican las siguientes limitaciones:

- 3.1. La dimensión mínima no es menor que 30 cm.
- 3.2. La separación máxima entre barras de refuerzo no excede de 30 cm.
- 3.3. Hay estribos cerrados alrededor de cuando menos una cada dos barras longitudinales y de todas las barras de esquina y ninguna barra longitudinal que no está restringida por la esquina de un estribo dista más de 15 cm. de otra que si lo está.
- 3.4. Hay estribos cerrados de cuando menos 0.95 cm. de  $\phi$  ( N<sup>o</sup> 3 ) a separaciones que no exceden de:

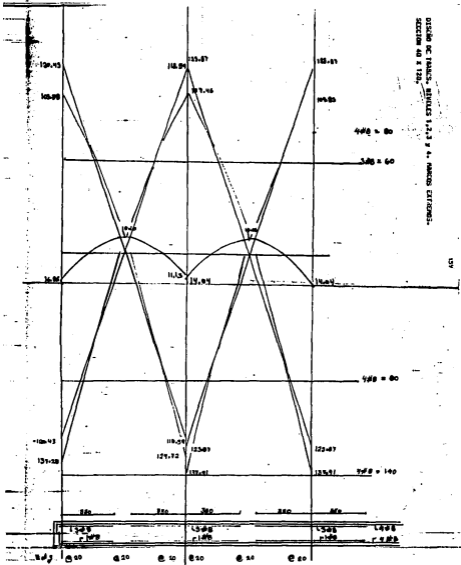
$$s_1 \leq \begin{cases} c_1/4, & c_2/4 \\ 10 \text{ cm.} \\ \frac{350 \cdot b \cdot L}{\sqrt{f_y}} \end{cases}$$

$$s_2 \leq 2s_1$$

$$l_c \geq \begin{cases} L/6 & (\text{espacio libre de la columna}) \\ 60 \text{ cm.} \\ c_1, c_2 \end{cases}$$



DISCANO DE TANCOS, SERIELES 1, 2, 3 y 4. MARCOS EXTERIORES.  
 SECCION 40 X 120.



139

138

$H_4 = 21.70 \times 1.1 = 24.1$

DISÑO DE TRAZES. REVISIÓN POR CORTANTE. MARCOS CENTRALES.

$$V_{CR} = 0.0 \times 40 \times 110 ( 0.2 + 30 \times 0.008 ) \sqrt{250}$$

$$V_{CR} = 3520 ( 0.44 ) 15.81 = 24.45 \text{ T}$$

Trazes niveles 1, 2, 3, 4, Marcos centrales.

$$V_i = \begin{array}{cccc} 15.80 & 15.80 & 15.80 & 15.80 \end{array}$$

$$V_c = \begin{array}{cccc} \frac{1.35}{17.15} & \frac{-1.35}{14.45} & \frac{0.0}{15.80} & \frac{0.0}{15.80} \end{array}$$

$$V_f = \begin{array}{cccc} 17.15 & 14.45 & 15.80 & 15.80 \end{array}$$

$$V_g = 24.58 \times 1.30 = 31.95 \quad V_h = 25.47 \times 1.3 = 33.11 \text{ T}$$

a) Condición estática.

$$V_u = 17.15 \times 1.4 = 24.00 \text{ T}$$

$$V_u - V_c = 24 - 24.45 \quad E \# 3 @ d/2 = @ 50 \text{ CM.}$$

b) Condición estática + sismo

$$V_u = 17.15 \times 1.1 + 31.95 = 50.01 \text{ T}$$

$$V_u - V_{CR} = 50.01 - 24.45 = 26.36 \text{ T}$$

$$S \# 3 = \frac{524.83}{26.36} = 19.91 = @ 20 \text{ CM.}$$

c) E + S 2º tramo.

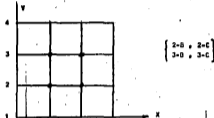
$$V_u = 15.80 \times 1.1 + 33.11 = 50.49 \text{ T}$$

$$V_u - V_{CR} = 50.49 - 24.45 = 26.04 \text{ T}$$

$$S \# 3 = \frac{524.83}{26.04} = 20.15 = @ 20 \text{ CM.}$$



## DISEÑO DE COLUMNAS.



Para carga axial

$$1.1 \times 34.42 + 1.1 P_{ax} = 38.93$$

$$1.1 P_{ax} = 38.93 - 37.86 = 1.07$$

$$0.3(1.1) P_{ax} = 0.3 \times 1.07 = 0.32$$

$$P_{Cx} + S_y + 0.3 P_{ax} = 38.93 + 0.32 = 39.25$$

Para momentos :

$$24.15 = 1.1 \times 3.93 = 19.82$$

$$\times 0.30$$

$$= 5.94$$

$$+ 24.15$$

$$= 30.09$$

SECCION	AYU	P <sub>x</sub>	P <sub>y</sub>	P <sub>T</sub>	P <sub>Cx</sub>	P <sub>Cy</sub>	P <sub>TCx</sub>	P <sub>TCy</sub>	P <sub>Cx</sub>	P <sub>Cy</sub>	P <sub>TCx</sub>	P <sub>TCy</sub>	M <sub>Cx</sub>	M <sub>Cy</sub>	M <sub>Cx</sub>	M <sub>Cy</sub>	RFZC. JERT	RFZD. VERT.
																	Cálculo	Real
98	X 98	18	34.42	34.42	88.84	38.93	39.25	79.20	36.81	77.37	73.93	3.93	3.93	30.09	24.15			12 # 10
		14	64.11	64.11	128.22	72.70	73.33	146.05	60.34	68.99	137.33	2.64	2.64	35.68	26.12			12 # 10
		13	93.97	93.97	187.94	106.55	107.50	214.05	100.18	101.13	201.31	2.64	2.64	41.98	32.97	12 # 10		12 # 10
101	1103	12	123.73	123.73	247.46	140.37	141.65	282.02	131.83	133.11	264.94	3.13	3.13	44.62	33.12			16 # 10
		11	152.94	152.94	305.88	173.88	175.57	349.45	162.59	164.28	325.87	3.55	3.55	57.00	44.75	14 # 10		16 # 10
		10	182.30	182.30	364.60	207.51	218.06	422.57	193.55	195.64	389.19	3.09	3.09	61.43	46.04			16 # 10
111	1118	9	211.85	211.85	423.70	241.21	243.66	484.87	224.85	227.31	452.17	2.89	2.89	61.75	48.24	14 # 10		16 # 10
		8	241.46	241.46	482.92	275.05	277.88	552.93	256.17	259.08	518.17	3.08	3.08	76.38	59.84			16 # 10
		7	270.69	270.69	541.38	308.67	311.94	620.61	286.85	290.12	578.97	3.24	3.24	71.38	55.78	16 # 10		16 # 10
121	121	6	300.80	300.80	600.40	343.46	348.13	689.99	317.98	321.65	639.63	2.73	2.73	72.92	56.79			20 # 10
		5	330.86	330.86	660.12	376.38	380.37	756.75	249.75	253.74	703.49	2.33	2.33	78.73	61.16	16 # 10		20 # 10
		4	360.7	360.17	720.34	410.47	414.75	825.22	281.90	286.18	788.08	2.09	2.09	99.13	76.79			20 # 10
131	131	3	390.0	390.30	780.60	444.46	448.99	893.45	414.20	418.73	832.93	1.98	1.98	96.50	74.74	16 # 10		20 # 10
		2	420.2	420.92	841.84	478.66	483.35	967.01	447.36	452.03	899.41	1.21	1.21	112.27	86.67			32 # 10
		1	482.2	482.12	964.24	513.10	517.83	1030.93	481.56	486.29	967.85	0.46	0.46	164.80	128.66	30 # 10		32 # 10

Col. 2B, 3D  
2C, 3C

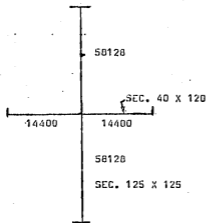
1<sup>er</sup> Nivel.

a) Condición estática.

$$P_u = 904.24 \times 1.4 = 1255.94 \text{ T}$$

$$M_{u,c} = 0.46 \text{ T-M}$$

$$M_{u,e} = 0.46 \text{ T-M}$$



$$\frac{I}{L} = \frac{125 \times 125^3}{12 \times 350} = 58128$$

$$\psi_{sup} = \frac{58128 + 58128}{14400} = 8.07$$

$$\frac{I}{L} = \frac{40 \times 120^3}{12 \times 800} = 7200$$

$$\psi_{inf} = 0$$

$$K = 1.6$$

$$\gamma = 0.3 h = 0.3 \times 125 = 37.5$$

$$H' = KH = 1.6 \times 340 = 544$$

$$\frac{H'}{\gamma} = \frac{544}{37.5} = 14.50 < 22$$

$$\gamma = 37.5$$

No deben considerarse los efectos de esbeltez.

a) Condición estática:

$$P_U = 1265.94 \text{ T}$$

$$M_{Ux} = 0.46 + 0.05 \times 1.25 \times 1265.94 = 79.58 \text{ T-M}$$

$$M_{Uy} = 0.46 + 0.05 \times 1.25 \times 1265.94 = 79.58 \text{ T-M}$$

$$e_x = \frac{79.58}{1265.94} = 0.06 \quad e_y = 0.06$$

$$\text{supongase } p = 0.01 ; A_s = 125 \times 125 \times 0.01 = 156.25 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} P_{RD} &= F_R ( A_c f''_c + A_s f_y ) \\ &= 0.5 ( 156.25 \times 170 + 156.25 \times 4200 ) \\ &= 0.5 ( 2656.25 + 656.25 ) = 1656.25 \text{ T} \end{aligned}$$

Se supone al acero distribuido en la periferia.

$$q = p \frac{f_y}{f''_c} = 0.01 \times \frac{4200}{170} = 0.240$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.06}{1.25} = 0.048 \quad ; \quad \frac{d'}{h} = 0.95$$

$$k_Y = 1.15$$

$$P_R = K_R F_R b h f''_c$$

$$P_{RX} = 1.15 \times 0.5 \times 125 \times 125 \times 170 = 1527.35 \text{ T}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = 0.048$$

$$K = 1.15$$

$$P_{RY} = 1527.35 \text{ T}$$

$$P_R = \left( \frac{1}{1527.35} + \frac{1}{1527.35} + \frac{1}{1656.25} \right)^{-1} = 1426.62 > 1265.94$$

b) Condición estática + sismo

$$P_u = 1030.0 \text{ T}$$

$$M_{ux} = 0.45 \times 1.1 \text{ T-M} + 0.05 \times 1.25 \times 1030.0 = 62.30 \text{ T-M}$$

$$M_{uy} = 0.45 \times 1.1 \text{ T-M} + 0.05 \times 1.25 \times 1030.0 = 62.30 \text{ T-M}$$

$$M_{ux} = 62.30 + 126.66 = 188.96 \text{ T-M}$$

$$M_{uy} = 62.30 + 164.50 = 226.80 \text{ T-M}$$

$$e_x = \frac{188.96}{1030.00} = 0.18 \quad e_y = \frac{226.80}{1030.00} = 0.22$$

$$\text{Supengase } p = 0.015 ; \lambda_s = 0.015 \times 125 \times 125 = 234.40 \text{ cm}^2$$

$$P_{RD} = 0.5 ( 2656.25 + 234.40 \times 4200 ) = 1820.40 \text{ T}$$

$$q = p \frac{f_y}{f_{nc}} = 0.015 \times \frac{4200}{170} = 0.370$$

$$\frac{r_x}{h_x} = \frac{0.10}{1.25} = 0.144$$

$$K_x = 1.0$$

$$P_{dX} = 0.5 \times 1 \times 125 \times 125 \times 170 = 1328.10 \text{ T}$$

$$\frac{r_y}{h_y} = \frac{0.22}{1.25} = 0.176$$

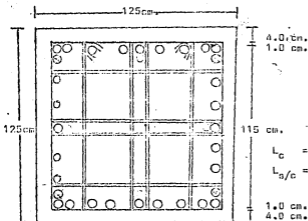
$$K_y = 1.05$$

$$P_{dY} = 0.5 \times 1.05 \times 125 \times 125 \times 170 = 1394.50 \text{ T}$$

$$P_R = \left( \frac{1}{1328.10} + \frac{1}{1394.50} - \frac{1}{1820.40} \right)^{-1} = 1086.09 > 1030.0 \text{ T}$$

$$\lambda_s = 234.40 \text{ cm}^2 \quad \text{con vars. } \# 12 / 11.40 = 20$$

$$\quad \quad \quad \text{con vars. } \# 10 / 7.92 = 30$$



32 # 10

$$L_c = 1 \text{ lgo. } 5E \# 3 @ 10 \text{ cm.}$$

$$L_{o/c} = 1 \text{ lgo. } 5E \# 3 @ 20 \text{ cm.}$$

1.0 cm.  
4.0 cm.

Ø VARS. CON DE VAN

$$A_g = 125 \times 125 = 15\,625 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_c = 117 \times 117 = 13\,689 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$p' = 0.45 \left( \frac{15\,625}{13\,689} - 1 \right) \frac{250}{4\,200} = 0.0037$$

$$0.12 \frac{f'_c}{f_y} = 0.12 \times \frac{250}{4\,200} = 0.007 \quad 0.0037 \therefore \text{se toma } 0.007$$

$$Sh = \frac{Av}{0.40 \times p' \times d_c} = \frac{6 \times 0.71}{0.4 \times 0.007 \times 117} = 13 \text{ cm.}$$

$$S_1 \left\{ \begin{array}{l} c_1/4, c_2/4 = 125/4 = 31 \text{ cm.} \\ 10 \text{ cm.} \\ \frac{350 \text{ db}}{\sqrt{f_y}} = \frac{350 \times 3.10}{\sqrt{4200}} = 17.0 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$S_2 \left\{ \begin{array}{l} \frac{700 \text{ db}}{\sqrt{f_y}} = \frac{700 \times 3.10}{\sqrt{4200}} = 41.70 \text{ cm.} \\ 48 \text{ } d_{vv} = 40 \times 0.95 = 38.0 \text{ cm.} \\ 6 \text{ } 25_1 = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$L_c = 60 \text{ cm.}$$

## CALCULO DE CIMENTACION. ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

$$C_p = N [(C N^c) F_R + P_v] A_v$$

$$N = 148$$

$$C = 2.0 \text{ T/m}^2$$

$$N^c = 9.0$$

$$F_R = \text{Factor de resistencia} = 0.70 (1 - s/2)$$

$$S = \frac{\sum \text{Fuerzas sismicas}}{\sum \text{Fuerzas sismicas} + \sum \text{Fuerzas permanentes (CA + CV)}}$$

$\sum$  Fzas sismicas = 3293 T (unicamente incrementos de presion)

$\sum$  Fzas permanentes = 10216 T

$$S = \frac{3293}{3293 + 10216} = 0.24 \quad ; \quad \frac{S}{2} = 0.12$$

$$K_R = 0.70 (1 - 0.12) = 0.62$$

$$P_v = \gamma h_{DF} = 1.20 \times 32.5 = 39.0 \text{ T/m}^2$$

$$A_v = \text{Area pilotes} = 0.60 \times 0.60 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$C_p = 148 [(2 \times 9) 0.62 - 39] 0.36$$

$$C_p = 2672.5 \text{ Ton.}$$

$$Q = 9914 + 5622 - 5625 = 9911 \text{ TON.}$$

$$F = 9911 - 2672.5 = 7238.5 \text{ TON.}$$

$$h = \frac{7238.5}{1.98 \times 2.4 \times 148} \approx 1000 \text{ N.}$$

$$\text{Prof. ojo neutro} = 40 - 10 = 30 \text{ N.}$$

TRAMO	PROF. N	Z N	LONG N	AREA T/m <sup>2</sup>	F <sub>1</sub> TON	F <sub>1</sub> /R L/r	L	P(+) T/m <sup>2</sup>	d(-) T/m <sup>2</sup>
1	30-32	31.00	2.0	2.00	142	2.27	1.15	0.55	1.20
2	32-34	33.00	2.0	2.00	142	2.27	1.30	0.55	1.20
3	34-36	35.25	4.5	1.75	279	4.47	2.50	0.54	1.20
						9.01		1.98	1.06
PUNTA	38.5	38.5			267	4.27	7.0	0.48	1.08
						15.28		2.25	1.00

$$\text{perimetro} = 2.40$$

$$A_f = 25 \times 25 = 625 \text{ m}^2$$

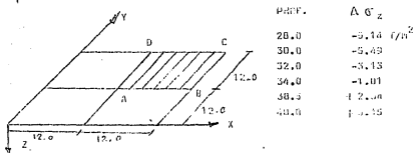
$$r = \sqrt{\frac{625}{\pi}} = 14.10$$

## CALCULO DE INCREMENTO DE ESFUERZOS VERTICALES EN EL PUNTO A.

X = 12

Y = 12

TRAMO	Z <sub>1/2</sub> M	CARGA T/M <sup>2</sup>	Z M	Z' M	X Z'	Y Z'	I' <sub>z</sub>	$\Delta\sigma_z$ (t/m <sup>2</sup> )
1	31.0	-1.00 +1.26	28.0	3.00	4.00	4.00	0.2473	-0.99
			30.0	1.00	12.00	12.00	0.2500	-1.00
			32.0	1.00	12.00	12.00	0.2500	+1.26
			34.0	3.00	4.00	4.00	0.2473	+1.24
			38.5	7.50	1.60	1.60	0.2220	+1.12
40.0	9.00	1.30	1.30	0.2030	+1.02			
2	33.0	-1.00 +1.25	28.0	3.00	2.40	2.40	0.2404	-0.96
			30.0	3.00	4.00	4.00	0.2473	-0.98
			32.0	1.00	12.00	12.00	0.2500	-1.00
			34.0	1.00	12.00	12.00	0.2500	+1.25
			38.5	5.50	2.20	2.20	0.2357	+1.17
40.0	7.00	1.70	1.70	0.2274	+1.14			
3	36.25	-2.00 +2.44	28.0	8.25	1.45	1.45	0.2110	-1.60
			30.0	6.25	1.90	1.90	0.2355	-1.08
			32.0	4.25	2.80	2.80	0.2032	-1.62
			34.0	2.25	5.30	5.30	0.2044	-1.63
			38.5	2.25	5.30	5.30	0.2044	+1.99
40.0	3.75	3.20	3.20	0.2036	+1.98			
PUNTA	30.50	-1.94 +2.32	28.0	10.50	1.15	1.15	0.1953	-1.51
			30.0	8.50	1.40	1.40	0.2102	-1.63
			32.0	-4.50	1.85	1.85	0.2285	-1.77
			34.0	4.50	2.65	2.65	0.2416	-1.87
			30.5	0.00	$\infty$	$\infty$	0.2500	-1.94
40.0	1.50	8.00	8.00	0.2496	+2.31			



## CALCULO DE INCREMENTOS DE ESFUERZOS VERTICALES EN EL PUNTO B.

X = 24

Y = 12

TRAMO	Z <sub>0</sub> m	CARGA T/m <sup>2</sup>	Z m	Z' m	$\frac{X}{Z'}$	$\frac{Y}{Z'}$	I <sub>z</sub>	$\Delta\sigma_z$ (T/m <sup>2</sup> )
1	31.00	-1.00 +1.26	28.0	3.00	0.00	4.00	0.2484	-0.49
			30.0	1.00	24.00	12.00	0.2500	-0.50
			32.0	1.00	24.00	12.00	0.2500	+0.63
			34.0	3.00	0.00	4.00	0.2484	+0.62
			38.5	7.30	3.20	1.60	0.2309	+0.58
			40.0	9.00	2.70	1.35	0.2240	+0.56
2	33.00	-1.00 +1.23	28.0	5.00	4.00	2.40	0.2439	-0.48
			30.0	3.00	8.00	4.00	0.2484	-0.49
			32.0	1.00	12.00	12.00	0.2500	-0.50
			34.0	1.00	24.00	12.00	0.2500	+0.62
			38.5	5.50	4.40	2.20	0.2420	+0.60
			40.0	7.00	3.40	1.70	0.2330	+0.58
3	36.25	-2.00 +2.44	28.0	0.25	2.90	1.45	0.2250	-0.90
			30.0	6.25	3.00	1.90	0.2302	-0.95
			32.0	4.25	5.60	2.80	0.2430	-0.98
			34.0	2.25	10.70	5.35	0.2491	-0.99
			38.5	2.25	10.70	5.35	0.2491	+1.21
			40.0	3.75	6.40	3.20	0.2463	+1.20
PUNTA	38.50	-1.94 +2.32	28.0	10.50	2.30	1.15	0.2151	-0.83
			30.0	0.50	2.80	1.40	0.2240	-0.86
			32.0	5.50	3.70	1.85	0.2357	-0.91
			34.0	4.50	5.35	2.65	0.2440	-0.94
			38.5	0.00	$\infty$	$\infty$	0.2500	-0.97
			40.0	1.50	16.00	6.00	0.2498	+1.15

PROF.	$\Delta\sigma_z$ T/m <sup>2</sup>
28.0	-2.70
30.0	-2.00
32.0	-1.76
34.0	-0.69
38.5	+1.42
40.0	+3.49



## CALCULO DE MOMENTOS DE ESFUERZOS VERTICALES EN EL DAPIC.

X = 24

Y = 24

TRAMO	Z <sub>PI</sub> M	CARGA T/M <sup>2</sup>	Z M	Z' M	$\frac{X}{Z'}$	$\frac{Y}{Z'}$	I <sub>z</sub>	$\Delta \sigma_z$ (T/M <sup>2</sup> )
1	31.30	-1.00 +1.25	28.0	3.00	8.00	8.00	0.2496	-0.25
			30.0	1.00	24.00	24.00	0.2500	-0.25
			32.0	1.00	24.00	24.00	0.2500	+0.51
			34.0	3.00	8.00	8.00	0.2496	+0.31
			38.5	7.50	3.20	3.20	0.2445	+0.30
			40.0	9.00	2.70	2.70	0.2410	+0.30
2	33.00	-1.00 +1.25	28.0	5.00	4.80	4.80	0.2486	-0.25
			30.0	3.00	8.00	8.00	0.2496	-0.25
			32.0	1.00	24.00	24.00	0.2500	-0.25
			34.0	1.00	24.00	24.00	0.2500	+0.31
			38.5	5.50	4.40	4.40	0.2473	+0.30
			40.0	7.00	3.40	3.40	0.2439	+0.30
3	36.25	-2.00 +2.44	28.0	8.25	2.90	2.90	0.2423	-0.40
			30.0	6.25	3.84	3.84	0.2451	-0.49
			32.0	4.25	5.64	5.64	0.2492	-0.49
			34.0	2.25	10.70	10.70	0.2500	-0.50
			38.5	2.25	10.70	10.70	0.2500	+0.61
			40.0	3.75	6.40	6.40	0.2492	+0.60
PUNTA	38.50	-1.94 +2.32	28.0	10.50	2.30	2.30	0.2360	-0.46
			30.0	8.50	2.80	2.80	0.2439	-0.47
			32.0	6.50	3.70	3.70	0.2440	-0.47
			34.0	4.50	5.35	5.35	0.2486	-0.48
			38.5	0.00	$\infty$	$\infty$	0.2500	-0.58
			40.0	1.5	16.00	16.00	0.2500	+0.58

PROF.	$\Delta \sigma_z$ (T/M <sup>2</sup> )
28.0	-1.44
30.0	-1.45
32.0	-0.90
34.0	-0.38
38.5	+0.63
40.0	+1.78

## CALCULO DE INCREMENTO DE ESFUERZOS VERTICALES EN EL PUNTO D.

X = 12

Y = 24

TRAMO	Z M	CARGA T/M <sup>2</sup>	Z M	Z' M	$\frac{X}{Z'}$	$\frac{Y}{Z'}$	1/z	$\Delta\sigma_z$ T/M <sup>2</sup>
1	31.00	-1.00 +1.26	28.0	3.00	4.00	8.00	0.2484	-0.49
			30.0	1.00	12.00	24.00	0.2500	-0.50
			32.0	1.00	12.00	24.00	0.2500	+0.63
			34.0	3.00	4.00	8.00	0.2484	+0.62
			38.0	7.50	1.60	3.20	0.2309	+0.58
			40.0	9.00	1.35	2.70	0.2240	+0.56
2	33.00	-1.00 +1.25	28.0	5.00	2.40	4.80	0.2439	-0.48
			30.0	3.00	4.00	8.00	0.2484	-0.49
			32.0	1.00	12.00	24.00	0.2500	-0.50
			34.0	1.00	12.00	24.00	0.2500	+0.62
			38.5	5.50	2.20	4.40	0.2420	+0.60
			40.0	7.00	1.70	3.70	0.2330	+0.58
3	36.25	-2.00 +2.44	28.0	8.25	1.45	2.90	0.2250	-0.90
			30.0	6.25	1.90	3.80	0.2368	-0.95
			32.0	4.25	2.80	5.60	0.2450	-0.98
			34.0	2.25	5.30	10.70	0.2491	-0.99
			38.5	2.25	5.30	10.70	0.2491	+1.21
			40.0	3.75	3.20	6.40	0.2463	+1.20
PUNTA	38.50	-1.94 +2.32	28.0	10.50	1.15	2.30	0.2151	-0.83
			30.0	8.50	1.40	2.80	0.2240	-0.83
			32.0	6.50	1.85	3.70	0.2357	-0.91
			34.0	4.50	2.65	5.30	0.2440	-0.94
			38.5	0.00	$\infty$	$\infty$	0.2500	-0.97
			40.0	1.50	8.00	16.00	0.2498	+1.15

PROF.	$\Delta\sigma_z$ (T/M <sup>2</sup> )
28.0	-2.70
30.0	-2.80
32.0	-1.76
34.0	-0.69
38.5	+1.42
40.0	+3.49

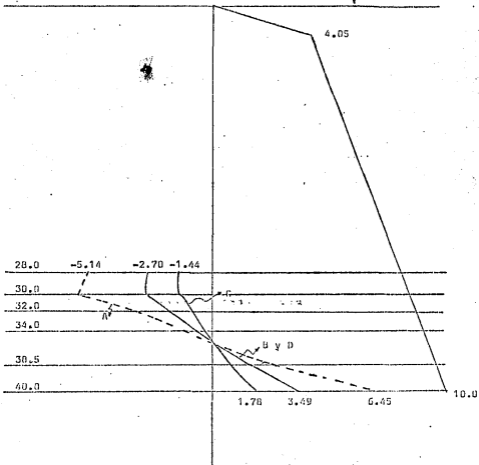
PRESIONES EFECTIVAS  $P_o E$ 

ESC V = 1:25

INCREMENTOS DE PRESION ( $\tau/H^2$ )

ESC H = 1:100

NIV 0.0



## CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

PTO.	Z' H	H H	$\rho_0$ T/R <sup>2</sup>	$\Delta P$ T/R <sup>2</sup>	P T/R <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$	1-u	$\Delta H$ cm.	
A	28.0	4	8.3	-5.14	3.16	0.60	12.0	-26.0	- 24.0 cm.
	33.0	6	9.7	-2.50	7.20	0.20	7.2	-17.0	
	39.0	4	10.0	+4.30	14.50	0.60	12.5	+19.0	
B	28.0	4	8.3	-2.70	5.60	0.50	12.0	-15.0	- 22.0 cm.
	33.0	6	9.7	-1.40	8.30	0.20	7.2	-17.0	
	39.0	4	10.0	+2.60	12.60	0.30	12.5	+10.0	
C	28.0	4	8.3	-1.44	6.85	0.40	12.0	-12.0	- 13.0 cm.
	33.0	6	9.7	-0.50	9.20	0.10	7.2	-6.0	
	39.0	4	10.0	+1.30	11.30	0.20	12.5	+7.0	
D	28.0	4	8.3	-2.70	5.60	0.60	12.0	-15.0	- 22.0 cm.
	33.0	6	9.7	-1.40	8.30	0.20	7.2	-17.0	
	39.0	4	10.0	+2.60	12.60	0.30	12.5	+10.0	

$\Delta_{prom} = -20 \text{ cm.} < \Delta_{prom} 28.0 \text{ cm.} \therefore \text{ es correcto.}$

## CALCULO DE CIMENTACION. ESTADO LIMITE DE FALLA.

a) Revisión de los pilotes individuales.

$$C_F = n A_L \cdot F_R$$

$$A_L = 2.4 \times 32.5 = 78 \text{ m}^2$$

$$C_F = 148 \times 78 \times 2 \times 0.62 = 14315 \text{ T.}$$

$$C_F = 14315 \text{ TON.}$$

$$C_1 = C N_{CB} A_1 F_R + P_V A_1$$

$$C = 0.67 \times 2 = 1.34 \text{ T/m}^2$$

$$N_{CB} = 6.20$$

$$A_1 = 25 \times 25 = 148 \times 0.36 = 571.7 \text{ m}^2$$

$$F_R = 0.62$$

$$P_V = 1.5 \times 6 = 9 \text{ T/m}^2$$

$$C_1 = 1.34 \times 6.2 \times 571.7 \times 0.62 + 9 \times 571.7$$

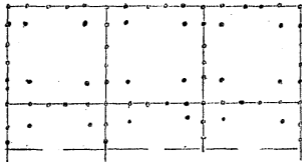
$$C_1 = 2944.8 + 5145.2 = 8090 \text{ TON.}$$

$$C_1 = 8090 \text{ TON.}$$

$$\Sigma QF_c = 1.4 ( 10947 + 5622 ) = 23197 \text{ T.}$$

$$\Sigma QF_c \leq R$$

$$23197 \leq 14315 + 8090 = 22405 \text{ TON. } \therefore \text{ es correcto.}$$



La losa deberá tener una capacidad estructural suficiente para soportar la presión de contacto de

$$\frac{23197 + 14315}{575.0 \text{ m}^2} = 15.42 \text{ T/m}^2$$

- b) Revisión de la pila de geometría igual a la de la envanecimiento del conjunto de pilotes

$$R = [(C N_{cs}) F_R + P_U] A_p$$

$$R = \text{cap. de carga en T/m}^2$$

$$C = \text{cohesión igual a } q/2 = C = 2.5 \text{ T/m}^2$$

$$N_{cs} = 8.10$$

$$A_p = \text{Área transversal de la pila} = 25 \times 25 = 625 \text{ m}^2$$

$$R = [(2.5 \times 8.1 \times 0.62)] 625 + 1.5 \times 38.5 \times 625$$

$$R = 43940 \text{ TON.}$$

$$\text{Peso del suelo} = (625 - 148 \times 0.36) 32.5 \times 1.5 = 27871$$

$$\Sigma QF_c = 23197 + 27871 = 51068$$

$$51068 \leq 43940 \text{ TON.}$$

- c) Revisión de grupos de pilotes en los que se puede subdividir la cimentación.

Tomando en cuenta que en este caso particular ningún subgrupo de pilotes se puede formar no procede la verificación correspondiente.

- d) Revisión de los pilotes individuales. Tomando en cuenta que el momento de volteo equivale a una excentricidad de 2.0m. para esta revisión se considerará una área reducida de la losa de cimentación con ancho 24 m - 2 x 2 = 20m esto equivale a eliminar 30 pilotes por lo que :

$$C_T = 118 \times 78 \times 2 \times 0.92 = 11413 \text{ TON.}$$

$$C_1 = 1.34 \times 6.2 \times A_1 \times 0.62 + 9 \times A_1$$

$$A_1 = 25 \times 21 - 118 \times 0.36 = 482.52 \text{ m}^2$$

$$C_1 = 1.34 \times 6.2 \times 482.52 \times 0.62 + 9 \times 482.52$$

$$C_2 = 2485 + 4343 = 6828 \text{ T}$$

$$\Sigma QF_c = 1.1 ( 8740.7 + 5622 ) = 15798.2 < 11413 + 6026 = 18241$$

$$\Sigma QF_c < R$$

15798.2 < 18241  $\therefore$  es correcto.

La presión de contacto que deberá poder soportar la losa en estas condiciones es de :

$$\frac{15798.2 - 11413}{482.52 \text{ m}^2} = 9.0 \text{ T/m}^2 < 15.42 \text{ T/m}^2$$

Revisión de la pila de geometría igual a la de la envolvente del conjunto de pilotes.

$$R = ( 2.5 \times 8.1 \times 0.62 ) 482.52 = 6058.03 < 15798.2 \therefore \text{ es correcto}$$

18

DISEÑO DE TRABES DE CIMENTACION. CALCULO DE CIMENTACION.

x1.4

277.52 D	501.70	501.70	277.52
137.90 Cols.	137.90	137.90	137.88
260.00 Pilotes	260.00	260.00	260.00
91.70 Cimentación	91.70	91.70	91.70
<b>1073.96</b>	<b>1387.80</b>		
501.70	904.24	904.24	501.70
137.90	137.90	137.90	137.90
260.00	260.00	260.00	260.00
91.70	91.70	91.70	91.70
	<b>1951.40</b>		
501.70	904.24	904.24	501.70
137.90	137.90	137.90	137.90
260.00	260.00	260.00	260.00
277.52	501.70	501.70	277.52
137.90	137.90	137.90	137.90
260.00	260.90	260.00	260.00

$Q_{fc} = \quad \Sigma P = 8740.64 \text{ ton.}$

$\Sigma P \text{ cols.} = 2206.40 \text{ ton.}$

$P_p \text{ pilotes} = 4160.00 \text{ ton.}$

$P \text{ cimenta.} = 1467.20 \text{ ton.}$

$\Sigma \text{Total} = 16574.24 \times 1.4 = 23203.9 \div 148 = 156.783$

$1073.96 \times 4 = 4295.8$

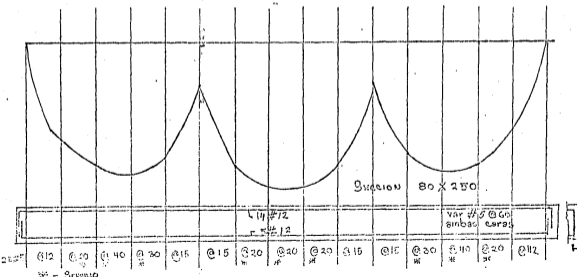
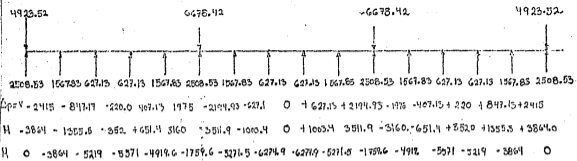
Carga por pilote = 156.783 ton.

$1387.80 \times 8 = 11102.5$

$1951.40 \times 4 = 7805.6$

23203.9





W. SERRANO

## CALCULO DE CIMENTACION, DISEÑO DE TIRAJES.

a) Diseño por flexión.

$$M_U = 1392.75 \text{ T-M}$$

$$M_{U\pm} = -439.90 \text{ T-M}$$

$$\frac{M_U}{bd^2} = \frac{139,275,000}{80 \times 240^2} = 30.22 \text{ m.}$$

$$p = 0.0085 \quad ; \quad A_s = 163.2 \text{ cm}^2 \quad ; \quad 11.40 = 14 \text{ } \# \text{ } 12$$

$$\frac{M_{U\pm}}{bd^2} = \frac{43,990,000}{80 \times 240^2} = 9.54 \quad ; \quad p = 0.004$$

$$A_s = 76.0 \text{ cm}^2 \quad ; \quad 11.40 = 7 \text{ } \# \text{ } 12$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \times \sqrt{250}}{4200} \times 80 \times 240 = 50.60 \text{ cm}^2$$

5 # 12

b) Diseño por cortante.

como  $p < 0.01$ 

$$V_{CR} = 0.8 \times 80 \times 240 (0.2 + 0.004 \times 30) \sqrt{0.8 \times 250}$$

$$V_{CR} = 15360 (0.32) 14.14 = 69.50 \text{ TON.}$$

$$V_U = \frac{2415}{4} = 604 \text{ TON.} \quad ; \quad V_U - V_{CR} = \frac{604 \text{ T.}}{69.5 \text{ T.}}$$

534.5

Con estribos dobles a 5/8

$$s = \frac{0.8 \times 2 \times 4 \times 4200 \times 240}{534.5} = 12 \text{ cm.}$$

$$\text{b.1.- Con cortante } V = \frac{1975}{4} = 494.0 \text{ T}$$

$$V_U - V_{CR} = 69.5$$

$$V_U - V_{CR} = 424.5 \text{ T}$$

$$s = \frac{0.8 \times 2 \times 4 \times 4200 \times 240}{424.5 \times 10^3} = @ 15 \text{ cm.}$$

$$\text{b.2.- Con cortante } V_U = \frac{817.17}{4} \quad ; \quad V_U - V_{CR} = \frac{211.00}{69.50}$$

Con estribos sencillos

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 2 \times 4200 \times 240}{142.5 \times 10^5} = @ 20 \text{ cm.}$$

b.3.- Cortante,  $V_U = \frac{220}{4} = 55$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 2 \times 4200 \times 240}{55 \times 10^5} = 58 \text{ cm.}$$

b.4.- Cortante  $V_U = \frac{407.13}{4} = 101.80$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 2 \times 4200 \times 240}{101.80} = 31.6 \text{ cm.} = @ 30 \text{ cm.}$$

Diseno DE PILOTES.

$$P_U = 156.703 \text{ T}$$

$$K = \frac{P_U}{F_H \times b \times h \times f^{\prime}c} = \frac{156.703 \text{ Kg}}{.5 \times 60 \times 60 \times 170} = 0.51$$

$$\sigma_y = 0 = 0$$

$$\sigma_a = 0.05 \times 60 = 3.0 \text{ cm.}$$

$$e_T = 3.0 \text{ cm.} \quad ; \quad e/h = 3/60 = 0.05$$

$$K = 0.51$$

$$R = 0.51 \times 0.05 = 0.02 \quad q = 0.10$$

$$p = \frac{f^{\prime}c}{f_y} q = \frac{170}{4200} \times 0.10 = 0.00404$$

$$A_g = 0.00404 \times 60 \times 60 = 14.57 \quad 8 \# 5 = 16 \text{ cm}^2$$

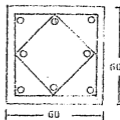
$$E \# 2.5 @ 20$$

$$A_{s\text{min}} = 2000 \times 0.01 = 20.0 \text{ cm}^2$$

S # 3

8 # 8

2 E # 2.5 @ 20



## DISEÑO TRABES DE CIMENTACION SECUNDARIAS NIV.-6.0 M

	156.0 1.6	156.0 1.6	156.0 1.6	156.0 1.6	156.0 1.6	156.0 1.6	
	8.00 m.		8.00 m.		8.00 m.		
0	0.43	0.57	0.57	0.43	0	0	rd
	-301.00	200.00	-200.00	301.00			Re
	43.40	57.60	- 57.60	43.40			R <sub>2</sub>
		28.80	28.80				Rt
	12.40	16.40	- 16.40	12.40			
0	-245.20	245.20	-245.20	245.20			rt
156.00	156.00	156.80	156.00	156.00	156.00		V1
30.65	30.65	-	-	30.65	- 30.65		Vc
126.15	107.45	156.8	156.00	107.45	126.15		Vt.
126.15	344.25		344.25		126.15		R

$$V_{\text{vicos}} = \frac{P_{\text{ab}}}{l} = \frac{156.0 \times 1.6 \times 6.4}{8} = 200.0 \text{ T-M}$$

$$V_{\text{vicos}}_1 = 156.8 \text{ T} ; V_{\text{vicos}}_d = 156.8 \text{ T}$$

Calculo de momentos.

$$M_1 = \frac{P_{\text{ab}}}{2l^2} (2a + b)^2 = \frac{156.0 \times 1.6 \times 6.4}{2 \times 8.0^2} (2 \times 1.6 + 6.4) = 120.42$$

$$M_2 = \frac{P_{\text{ab}}}{2l^2} (2a + b)^2 = \frac{156.8 \times 6.4 \times 1.6}{2 \times 8.0^2} (2 \times 6.4 + 1.6) = 180.63$$

$$M_T = 301.05$$

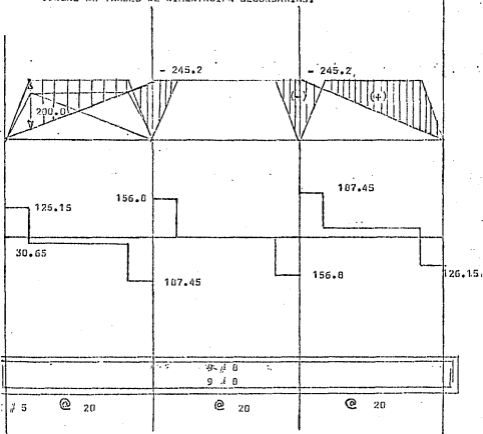
$$M_{31} = \frac{P_{\text{ab}}^2}{l^2} = \frac{156.8 \times 1.6 \times 6.4^2}{8.0^2} = 150.6 \text{ T-M}$$

$$M_{3d} = \frac{P_{\text{ab}}^2 b}{l^2} = \frac{156.8 \times 1.6^2 \times 6.4}{8.0^2} = 40.1 \text{ T-M}$$

$$M_{T1} = 200.7 \text{ T-M}$$

$$M_{3d} = 200.7 \text{ T-M}$$

## DISEÑO DE TRASES DE CIMENTACION SECUNDARIAS.



SECCION 60 X 250

## DISEÑO DE TRABES DE CIMENTACION. TRABES SECUNDARIAS.

## a) Diseño por flexión.

$$M_u = 245.20 \text{ T-M} \quad \text{Sección } 60 \times 250 \quad ; \quad b = 40 \text{ cm.}$$

$$d = 240$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{24520000}{60 \times 240^2} = 7.09 \quad ; \quad \rho = 0.003$$

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \times 40 \times 240 = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 40 \times 240 = 25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.003 \times 60 \times 240 = 43.2 \text{ cm}^2 \quad 9 \# 8$$

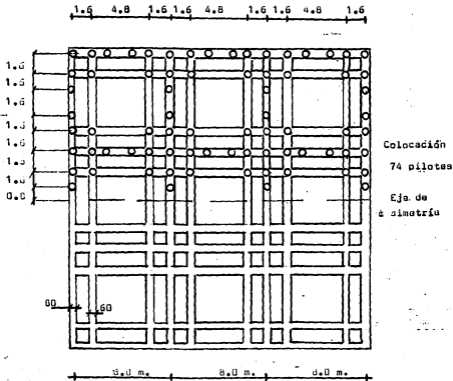
## b) Diseño por cortante.

$$V_{CR} = 0.8 \times 60 \times 240 (0.2 + 0.003 \times 30) \sqrt{200} = 47.24 \text{ T.}$$

$$V_u - V_{CR} = 187.45 - 47.24 = 140.21 \text{ T.}$$

$$\text{Sep } E \# 5 = \frac{0.8 \times 2 \times 2 \times 4200 \times 240}{140.21} = 23 \text{ cm.}$$

## LOCALIZACIÓN DE TRABES Y PILOTES.







## CALCULO DE LOSA DE CIMENTACION NIV. 6.0.

Concreto  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ Acero  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ 

8.0 m.			8.0 m.			8.0 m.		
.019	.0137	.0324	.0297	.0133	.0297	.0324	.0137	.0190

coefs.  
Nom.

	$M_u/bd^2$	$P$
$M = 0.019 \times 15 \text{ T/m}^2 \times 5^2 = 7.12 \text{ T-m}$	11.39	0.003
$M = 0.0137 \times 15 \text{ T/m}^2 \times 5^2 = 5.13 \text{ T-m}$	0.20	0.003
$M = 0.0324 \times 15 \text{ T/m}^2 \times 5^2 = 12.15 \text{ T-m}$	19.44	0.006

Considerando una losa de 30.0 cm.

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{121500}{100 \times 25^2} = 19.44 ; P = 0.006$$

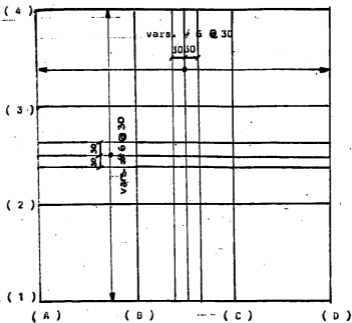
$$A_s = 0.006 \times 100 \times 25 = 15.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{S.p. vars. } \# 6 = \frac{284}{15} = 18 = @ 20$$

$$A_s = 0.003 \times 100 \times 25 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{S.p. vars. } \# 6 = \frac{284}{7.5} = @ 30$$

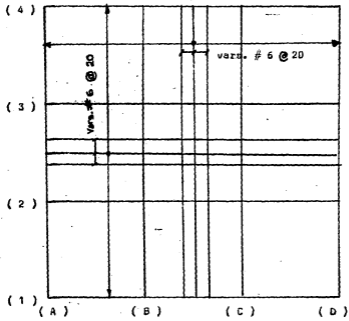
## ARMADO LOSA DE CIRCUNDAION NIV.-6.0. M



ARMADO LECHO SUPERIOR

LOSA DE H = 30 . cm.

LOCALIZACION DE ARMADO LECHO INFERIOR NIV. -6.0.M

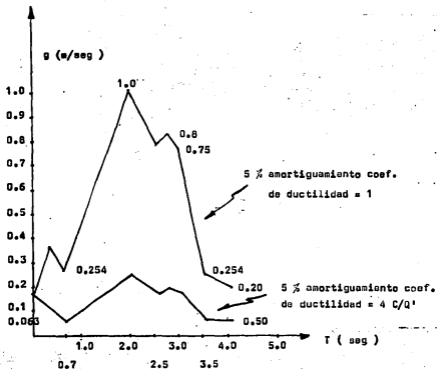


ARMADO LOSA LECHO INFERIOR

LOSA H = 30 cm.

## 5. ANALISIS III.

El análisis III consiste en revisar las secciones obtenidas del análisis II, pero tomando en cuenta el espectro de respuesta, de la componente E-W, del sismo registrado en la S.C.T. el día 19 de septiembre de 1985 el cual se muestra en la gráfica siguiente.



21.36	- 1.68	22.03	- 0.98
1.87	-28.98	1.60	21.54
-13.88			-16.96
12.74			-19.63
4.78			6.40
22.83	1.08	26.63	- 2.88
-11.49	-34.64	-6.33	26.53
28.80			- 37.86
1.31			11.46
8.21	1.39	33.39	- 6.45
29.26	-41.50	-12.94	31.86
11.32			- 68.81
-48.53			- 56.16
12.73			19.13
- 0.87	12.41	33.96	-16.42
28.26	-41.74	-10.30	34.28
-14.28			- 81.07
-64.10			- 34.80
20.17			32.01
6.44	24.08	31.27	- 28.51
24.00	-61.88	- 32.82	41.18
13.18			- 40.10
-86.74			- 42.81
18.72			33.80
- 8.11	28.66	35.85	- 27.94
32.31	-67.60	- 36.88	48.06
-18.89			- 44.80
-110.64			-111.17
22.09			38.94
- 8.49	33.33	60.37	- 37.40
30.82	-67.45	-40.94	48.50
17.07			- 45.17
-128.87			-123.44
24.88			48.70
-11.53	26.08	65.37	- 42.75
28.88	-71.87	- 43.18	45.38
-11.82			- 42.01
-12.46			-141.72
28.81			85.79
-25.08	48.81	74.31	- 56.24
88.08	-86.11	- 81.06	64.77
-17.08			- 80.41
-101.47			-166.31
32.33			56.08
14.41	13.88	36.82	- 22.48
38.44	-85.74	- 86.17	34.34
-20.83			- 53.20
-181.81			57.85
23.97			- 84.82
-81.38	10.82	32.87	- 84.82
30.11	-86.84	- 86.78	53.60
-17.90			- 80.78
-28.10			-203.04
-80.81			62.43
-24.66			- 60.00
22.50	80.83	78.08	- 46.98
-10.01	-84.77	- 83.87	46.88
-28.87			- 46.87
57.94			- 22.86
-40.12			73.84
80.57	61.88	78.06	- 76.18
- 8.21	-48.28	- 66.34	48.07
-37.11			- 43.80
-80.77			-139.03
-17.91	63.81	84.47	- 76.73
8.63	-84.34	- 81.27	30.78
1.81			- 27.37
-68.74			- 250.08
- 87.61			88.81
48.10	37.18	64.41	- 87.74
- 86.74	-46.83	- 38.04	22.34
-369.08			- 21.49
122.28			- 216.22
116.47			-170.63
			-130.32



MARIC CO. C - CO. 3

COORDINATE ESTABO + SINDO

72

36.67	22.91	31.38	11.93	
9.73	-84.17	11.45	23.50	-27.67
-25.85			-23.84	
23.85			-39.47	
12.29	-11.38	36.12	10.20	1.74
35.21	-60.92	-3.07	54.41	-88.71
-14.12			-33.87	
-52.24			-33.81	
14.01			13.81	
10.81	-0.22	55.70	-11.20	11.38
40.72	-69.88	-12.82	42.15	-68.84
12.60			-41.34	
-01.32			-108.18	
22.02			28.57	
2.84	8.43	-64.61	-23.88	20.18
37.33	-77.33	-21.83	50.90	-77.77
-11.16			-41.53	
-113.24			47.34	
-5.77	24.94	86.61	-36.63	40.69
47.77	100.00	-42.04	63.34	-47.57
-18.38			-57.52	
-01.04			-176.74	
20.97			20.19	
-3.76	31.74	81.41	-52.74	46.70
50.72	-106.72	-47.77	70.80	103.64
-23.88			-64.08	
-190.47			-211.10	
20.92			57.60	
-6.68	38.73	44.17	-80.81	83.11
48.52	-111.16	-53.02	71.45	-104.08
-27.03			-65.08	
281.43			-248.42	
46.40			67.31	
-22.24	42.78	98.37	-61.66	54.81
41.12	-84.81	-56.44	66.41	-115.22
113.44			-66.45	
-273.76			-244.41	
89.48			87.98	
-32.74	61.01	116.27	-81.19	44.74
47.60	-135.74	-77.50	80.67	-123.66
-21.32			-78.34	
-322.16			-341.29	
80.63	62.33	117.30	80.53	74.28
24.80	-134.88	-76.56	-58.32	-123.24
89.12			83.80	
-26.89			76.79	
270.72			-528.77	
82.84			84.85	
27.74	64.67	117.30	-78.79	78.26
47.17	-134.67	-76.26	78.64	-128.46
-22.72			-73.84	
-118.41			-383.24	
-72.72			41.83	
40.72	64.86	120.00	-87.07	74.61
36.14	-132.80	-74.66	68.46	-121.67
-11.11			-64.36	
-466.43			-417.83	
80.40			114.48	
-86.64	80.78	162.00	110.48	89.89
33.07	-148.86	-84.76	70.86	-146.62
-46.27			-66.14	
-514.03			-453.25	
76.47			111.74	
-85.17	70.36	148.00	108.00	78.82
15.48	-134.58	-76.23	49.13	-128.42
8.55			-42.48	
-247.88			-486.72	
10.77			124.61	
11.25	142.89	46.70	-24.45	-104.38
-204.9			-31.73	
-607.89			-521.21	
174.36			140.34	
-368.91			184.76	

29.27	0.00	36.21	10.18
- 6.33	-37.49	- 6.41	36.94
- 13.73			37.26
15.79			20.40
1.71	12.31	26.36	10.16
35.69	-48.03	-19.48	- 6.24
- 21.64			23.12
34.64			- 8.17
0.26			46.40
4.26	26.24	52.37	43.60
37.62	- 64.33	- 21.47	39.64
- 68.11			14.82
- 24.78			16.81
18.00			85.74
- 5.64	36.18	63.38	- 88.74
0.73	-71.00	-42.72	33.29
- 23.08			46.20
- 62.33			60.14
20.75			86.83
17.05	27.86	84.61	- 37.98
48.33	-96.38	- 64.97	83.42
- 81.21			20.38
- 114.68			77.33
- 28.13			- 73.24
- 14.82	66.38	92.52	- 92.44
52.27	-102.73	- 13.36	88.97
- 28.47			50.11
149.07			87.13
34.16			-106.16
- 20.85	78.38	106.08	00.88
47.82	-104.72	- 80.3	- 116.88
34.88			48.24
188.22			64.70
48.13			84.75
26.08	78.45	105.22	-10.77
40.22	-114.23	- 87.03	80.82
- 26.80			77.97
- 23.64			79.69
68.25			-17.84
- 88.00			- 76.31
48.78	101.85	127.89	155.66
- 38.62	-181.80	- 18.74	108.43
- 288.99			181.88
83.68			114.68
84.64	103.82	128.88	96.27
- 42.88	-186.01	- 101.52	92.40
- 24.23			- 92.40
28.76			- 175.27
- 43.15			48.73
48.88	103.82	128.88	96.27
- 26.64	-186.01	- 101.52	92.40
- 289.63			114.34
68.68			142.36
51.41	104.67	130.73	- 66.17
38.28	-134.88	- 104.64	-194.81
- 22.71			104.88
108.18			- 58.26
81.88	104.67	130.73	113.08
- 38.08	-134.88	- 104.64	-142.08
31.82			- 91.88
- 28.88			294.06
- 48.88			116.67
88.81	104.67	130.73	113.30
11.30	-137.96	- 108.45	-146.84
- 0.88			80.45
803.88			233.56
118.24			139.28
- 101.06	123.60	148.37	136.97
80.00	-187.32	- 124.20	84.88
- 64.70			80.89
- 809.34			- 282.24
815.88	104.67	130.73	126.88
- 28.87	-141.42	- 10.64	84.24
			- 84.93
			- 276.27
			108.94
	88.16	103.88	- 106.77
	-107.64	- 78.21	46.01
			- 39.46
			- 289.73
			232.93
			- 237.63



Revisión de la col. 2-B 1<sup>er</sup> NIVEL

a) Condición estática.

$$P_u = 970 \times 1.4 = 1358 \text{ T}$$

$$M_{ux} = 0.3 + 0.05 \times 1.25 \times 1358 = 85.17 \text{ T-M}$$

$$M_{uy} = 0.3 + 0.05 \times 1.25 \times 1358 = 85.17 \text{ T-M}$$

$$e_x = \frac{85.17}{1358} = 0.06 \text{ M.} \quad e_y = 0.06 \text{ M}$$

Se supone la misma cantidad de acero que se usó para el análisis II.

$$32 \# 10 = 32 \times 7.92 = 253.44 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{253.44}{125 \times 125} = 0.06$$

∴

$$P_{RD} = F_R (A_c \times f'_c + A_s f_y)$$

$$P_{RD} = 0.5 (15625 \times 170 + 253.44 \times 4200) = 1860 \text{ T}$$

$$q = p \frac{f_y}{f'_c} = \frac{0.016 \times 4200}{170} = 0.39$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.06}{1.25} = 0.048$$

$$K_{rx} = 1.25$$

$$P_{RX} = K_r F_R b h f'_c$$

$$P_{RX} = 1.25 \times 0.5 \times 125 \times 125 \times 170 = 1660.15 \text{ T}$$

$$P_{RY} = 1660.15 \text{ T}$$

$$P_R = \left( \frac{1}{1660.15} + \frac{1}{1660.15} - \frac{1}{1860} \right)^{-1} = 1499.07 > 1358 \text{ T}$$

∴ es correcto.

b) Condición estática + sismo

$$P_u = 1053.28 \text{ T}$$

$$M_{ux} = 0.46 \times 1.1 + 0.05 \times 1.25 \times 1053.28 = 66.34 \text{ T-M}$$

$$M_{uy} = 0.46 \times 1.1 + 0.05 \times 1.25 \times 1053.28 = 66.34 \text{ T-M}$$

$$M_{ux} = 66.34 + 190.34 = 256.68 \text{ T-M}$$

$$M_{uy} = 66.34 + 247.35 = 313.69 \text{ T-M}$$

$$e_x = \frac{56.68}{1053.28} = 0.24 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{313.69}{1053.28} = 0.29$$

$$A_s = 253.44 \text{ cm}^2 \quad ; \quad p = 0.0162$$

$$P_{RC} = 0.5 ( 15625 \times 170 - 253.44 \times 4200 ) = 1860.35 \text{ T}$$

$$q = p \frac{f_y}{f''_c} = 0.0162 \times \frac{4200}{170} = 0.40$$

$$\frac{e_x}{h_x} = \frac{0.24}{1.25} = 0.192$$

De las gráficas de la referencia. ( N°3 )

$$K_{RX} = 0.95$$

$$P_{RX} = K_{RX} F_R b h f''_c$$

$$P_{RX} = 0.95 \times 0.5 \times 125 \times 125 \times 170 = 1261.72 \text{ T}$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0.29}{1.25} = 0.232$$

$$K_{RY} = 0.85$$

$$P_{RY} = 0.85 \times 0.5 \times 125 \times 125 \times 170 = 1128.90 \text{ T}$$

$$P_R = \left( \frac{1}{1261.72} + \frac{1}{1128} - \frac{1}{1860.35} \right)^{-1} = 875.99 \text{ T}$$

$$P_R = 875.9 \text{ T} < 1053.28 \text{ T}$$

No pasa la sección.

A continuación se hace la revisión de la trabe del tercer nivel del marco eje D.

Elementos Mecánicos.

M<sub>CM</sub> + CV = 18.17 T-M

M<sub>CV</sub> + S = 199.05 T-M

Sección = 40.0 cm X 120.0 cm.

Concreto f'c = 250 Kg/cm<sup>2</sup>

Acero Rfzo fy = 4200 Kg/cm<sup>2</sup>

A<sub>s</sub> = 7 # 8 = 35.21 cm<sup>2</sup>

a) A<sub>s</sub> = 35.21 cm<sup>2</sup>  
=  $\frac{35.21 \text{ cm}^2}{40 \times 110 \text{ cm}^2} = 0.008$

La falla por tensión ocurre cuando

M<sub>U</sub> = A<sub>s</sub> fy ( d - 0.59  $\frac{A_s fy}{f'c b}$  )

M<sub>U</sub> = 35.21 X 4200 ( 110 -  $\frac{0.59 \times 35.21 \times 4200}{250 \times 40}$  ) = 149.76 T-M

b) A<sub>s</sub> = 35.21 cm<sup>2</sup>

e = 0.008

De la ecuación (  $\frac{0.85 f'c}{0.003 E_s e}$  ) a<sup>2</sup> + ad - β<sub>1</sub> d<sup>2</sup> = 0

$\frac{0.85 \times 250 \times a^2}{0.003 \times 2000000 \times 0.008} = 4.42 a^2$

ad = a X 110 = 110 a

β<sub>1</sub> d<sup>2</sup> = 0.85 X 110<sup>2</sup> = 10 285

a<sup>2</sup> + 24.88 a - 2326.92 = 0

a = 12.44 ± √154.75 + 2326.9 = - 12.49 ± 49.81

a<sub>1</sub> = 37.66 cm.

a<sub>2</sub> = -62.30 cm.

Entonces la falla por compresión ocurre cuando.

M<sub>U</sub> = 0.85 f'c ab ( d - 0.5 a )

= 0.85 X 250 X 37.66 X 40 ( 110 - 0.5 X 37.66 )

M<sub>U</sub> = 291.04 T-M

∴ la falla ocurrirá por tensión.

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS OBTENIDOS PARA EL MARCO EJE D =  
MARCO EJE 4.

NIVEL	DIRECCION Y CM.	.30 DIRECCION X CM.	DESPLAZAMIENTOS TOTALES CM.
1	0.684	0.205	0.890
2	2.314	0.694	3.008
3	4.362	1.308	5.670
4	6.362	1.908	8.270
5	8.633	2.589	11.222
6	11.072	3.321	14.393
7	13.377	4.013	17.390
8	15.523	4.656	20.179
9	17.735	5.320	23.055
10	19.964	5.989	25.953
11	21.900	6.570	28.470
12	23.510	7.053	30.563
13	25.022	7.507	32.529
14	26.251	7.875	34.126
15	26.796	8.038	34.834

Desplazamiento máx. permisible = 30.84 cm. < 34.834 cm.

## 6. ANALISIS COMPARATIVO DE COSTOS.

Una vez que se obtuvo el diseño de la estructura así como de la cimentación se procedió a evaluar las cantidades de materiales de los dos análisis propuestos, estas cantidades de materiales son:

- a) Volumen de concreto.
- b) Acero de refuerzo.
- c) Cimbra.
- d) Pilotes.

A continuación se muestra la tabla comparativa de costos en la cual se han separado los costos de cimentación con el diseño aplicando el Reglamento de 1976 el cual he llamado "antes del sismo" y el costo de cimentación aplicando el Reglamento de 1987 al cual he llamado "después del sismo". También los costos de superestructura se han separado de la misma manera.

Esta tabla incluye los conceptos de :

- a) Trabes y Muros.
- b) Losas.
- c) Pilotes

En el aspecto de cimentación y de columnas, trabes principales, trabes secundarias y losas en el aspecto de superestructura.

Los volúmenes de excavación no se incluyen ya que el costo es el mismo para los dos casos.

Los precios unitarios se tomaron de la publicación mensual BIMS DE C.W. (Buro Informativo de Materiales S.A. de C.V.) De este análisis de costo podemos decir:

- 1.- El costo de la cimentación "antes del sismo" es de 96% del costo de la superestructura.
- 2.- El costo de cimentación "después del sismo" es de 4.8% mayor que el costo de la superestructura.
- 3.- El incremento de la superestructura "después del sismo" respecto de la primera estructura es de 29.84%.
- 4.- El costo de pilotes es mayor en un 32% para la cimentación nueva.
- 5.- El incremento de la cimentación "después del sismo" respecto de la primera cimentación es de 41.86%.

ANALISIS COMPARATIVO DE COSTO  
COSTO CONCRETACION ( ANTES SIEMO )

1444

DESCRIPCIÓN	CONCRETO			ACERO DE REFUERZO			CIMENTA			SUMA
	CANTIDAD m <sup>3</sup>	P.U. \$/m <sup>3</sup>	COSTO EN MILLONES	CANTIDAD TON.	P.U. \$/TON	COSTO EN MILLONES	CANTIDAD m <sup>2</sup>	P.U. \$/m <sup>2</sup>	COSTO EN MILLONES	
Columnas y PARES	1616.30	92736.34	149.89	112.422	933227.5	104.89	1499.2	3701.40	5.54	280.32
LOSAS	287.60	92736.34	26.67	19.510	933227.5	18.01	457.0	3701.40	1.69	46.37
<b>TOTALES</b>	<b>1903.90</b>	<b>185472.68</b>	<b>176.56</b>	<b>131.932</b>	<b>933227.5</b>	<b>122.90</b>	<b>1956.2</b>	<b>7402.80</b>	<b>7.23</b>	<b>326.69</b>

COSTO DE CONCRETACION (DINEROS DEL SIEMO)

Total = 536.41 ( 96.3 del costo de la superestructura )

DESCRIPCIÓN	CONCRETO			ACERO DE REFUERZO			CIMENTA			SUMA
	CANTIDAD m <sup>3</sup>	P.U. \$/m <sup>3</sup>	COSTO EN MILLONES	CANTIDAD TON.	P.U. \$/TON	COSTO EN MILLONES	CANTIDAD m <sup>2</sup>	P.U. \$/m <sup>2</sup>	COSTO EN MILLONES	
Columnas y PARES	2573.10	92736.34	238.02	176.294	933227.5	164.24	2000.0	3701.40	7.40	427.30
LOSAS	230.40	92736.34	21.36	16.000	933227.5	15.00	449.0	3701.40	1.66	39.82
<b>TOTALES</b>	<b>2803.50</b>	<b>260000.00</b>	<b>259.38</b>	<b>192.294</b>	<b>933227.5</b>	<b>179.24</b>	<b>2449.0</b>	<b>7402.80</b>	<b>9.06</b>	<b>467.12</b>

Total = 902.71

Incremento = 41.06 %

COSTO SUPERESTRUCTURA ( ANTES SIEMO )

DESCRIPCIÓN	CONCRETO			ACERO DE REFUERZO			CIMENTA			SUMA
	CANTIDAD m <sup>3</sup>	P.U. \$/m <sup>3</sup>	COSTO EN MILLONES	CANTIDAD TON.	P.U. \$/TON	COSTO EN MILLONES	CANTIDAD m <sup>2</sup>	P.U. \$/m <sup>2</sup>	COSTO EN MILLONES	
Columnas PARES	38.27	89044.25	3.40	117.04	933225	109.20	2355	10201.33	42.46	186.508
Columnas PARES	805.4	96578.50	77.78	93.36	937871	87.58	5358	7785.71	41.28	212.400
Columnas SECC.	270.0	96578.50	26.076	26.60	937871	24.95	2304	7705.71	17.75	68.776
Columnas SECC.	922.0	96578.50	89.045	72.30	1011128	72.80	7552	4307.50	32.53	194.375
<b>TOTALES</b>	<b>1335.67</b>	<b>126739.75</b>	<b>136.26</b>	<b>309.30</b>	<b>933225</b>	<b>303.53</b>	<b>15569</b>	<b>33099.75</b>	<b>133.02</b>	<b>662.059</b>

Costo total del edificio  
( antes sismo ) = \$112.9.55 millones

Costo total del edificio  
( después sismo ) = \$1763.88 millones

Incremento global 35.73 %

COSTO SUPERESTRUCTURA ( DESPUES SIEMO )

DESCRIPCIÓN	CONCRETO			ACERO DE REFUERZO			CIMENTA			SUMA
	CANTIDAD m <sup>3</sup>	P.U. \$/m <sup>3</sup>	COSTO EN MILLONES	CANTIDAD TON.	P.U. \$/TON	COSTO EN MILLONES	CANTIDAD m <sup>2</sup>	P.U. \$/m <sup>2</sup>	COSTO EN MILLONES	
Columnas PARES	1079.7	96544.25	103.79	139.71	933225	130.00	39.26	18231.55	71.00	315.87
Columnas PARES	1021.3	96578.50	98.60	143.41	937871	136.75	6058	7705.71	46.68	282.03
Columnas SECC.	270.0	96578.50	26.076	26.60	937871	24.95	2304	7705.71	17.75	68.776
Columnas SECC.	922.0	96578.50	89.045	72.30	1011128	72.80	7552	4307.50	32.53	194.375
<b>TOTALES</b>	<b>3293.0</b>	<b>316739.75</b>	<b>317.47</b>	<b>482.02</b>	<b>933225</b>	<b>494.50</b>	<b>16848</b>	<b>48050.51</b>	<b>167.96</b>	<b>861.051</b>

Incremento 29.84 %

## 7.- DISCUSION DE LOS RESULTADOS.

Haciendo un análisis de los resultados obtenidos respecto del cálculo y diseño del edificio propuesto podemos decir que:

- 1.- Las secciones obtenidas para columnas y traveses aplicando el nuevo reglamento son mayores como de antemano se podía pensar y esto es debido a que la limitación de los desplazamientos relativos entre piso y piso y los desplazamientos totales están más restringidos en las nuevas especificaciones del reglamento. Cabe mencionar que en los diseños que arrojan los Análisis I y II dan lugar a desplazamientos de entrepiso del orden del 65 % de los permisibles. ( pag. 53 y 100 ).
- 2.- Los volúmenes de concreto en traveses y la relación de acero de refuerzo a concreto es mayor; esto es debido a que el espectro de respuesta sísmico con el que ahora se diseña tiene valores mayores obteniéndose elementos mecánicos mayores.
- 3.- En el caso de columnas la relación de acero de refuerzo a concreto es mayor en el diseño realizado con el antiguo reglamento debido a que las secciones son menores. Los porcentajes de acero de refuerzo son del orden de 3.5 % en el primer caso y en el segundo caso de 1.0% ; aún cuando el factor de resistencia es menor para el diseño de columnas nuevo.
- 4.- El volumen de concreto y el acero de refuerzo en el caso de lasas y traveses secundarios permanece constante.
- 5.- En volumen de concreto total podemos decir que el diseño se incrementa en un 34 % y el acero de refuerzo en 30 %.
- 6.- Al revisar la cimentación para la condición de estado límite de falla como una pila de geometría igual a la de la envolvente del conjunto de pilotes se encuentra que la resistencia está escasa en un 14 %.
- 7.- Como conclusión de los resultados obtenidos de la revisión de la estructura con el espectro de respuesta registrado en la S.C.T. el 19 de septiembre de 1985 se puede decir que la estructura tendría que desarro-

- ... -llar ductilidades mucho mayores a las supuestas ya que así lo demuestran los cálculos que se muestran en la parte correspondiente de esta tesis.
- 8.- De los resultados económicos para el primer caso podemos decir que la cimentación cuesta el 96 % del costo de la superestructura; para el segundo caso el costo es mayor en 4.85%.
- 9.- El incremento global del costo de la estructura y subestructura del edificio con el nuevo Reglamento es de 35.73 %.



## B. BIBLIOGRAFIA

- 1.- DISEÑO Y CONSTRUCCIONES DE CIMENTACIONES.  
Normas técnicas complementaria del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Libro 405.  
Editorial U.N.A.M. Instituto de Ingeniería. 1977.
- 2.- BAZAN, Enrique y MELLI, Roberto. "Manual de Diseño Sísmico de Edificios" (de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal). Editorial UNAM Instituto de Ingeniería. Septiembre 1983.
- 3.- DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO  
Normas técnicas complementaria del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Libro 401.  
Editorial U.N.A.M. Instituto de Ingeniería. Julio 1977.
- 4.- PARK, R. y PAULEY, T. "Reinforced Concrete Structures".  
Editorial John Wiley & Sons, 1975.
- 5.- TERZAGHI, Karl y PECK, Ralph B. "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica". Editorial "El Ateneo". Agosto 1968.

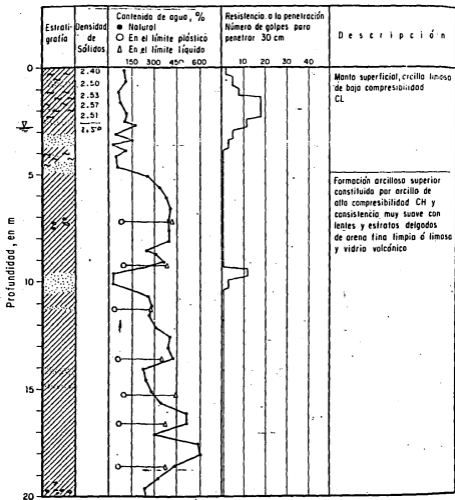


Fig. 2. Perfil estratigráfico y propiedades en SPE 1

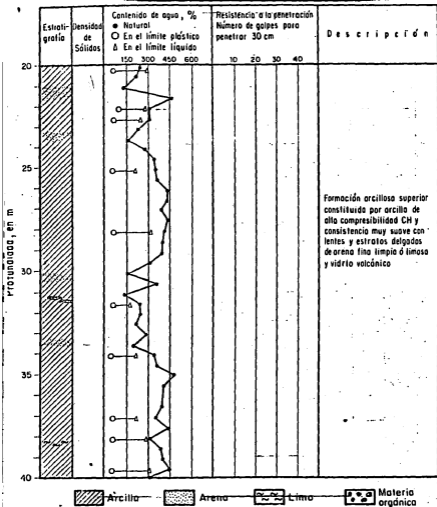


Fig 2. (continúa)



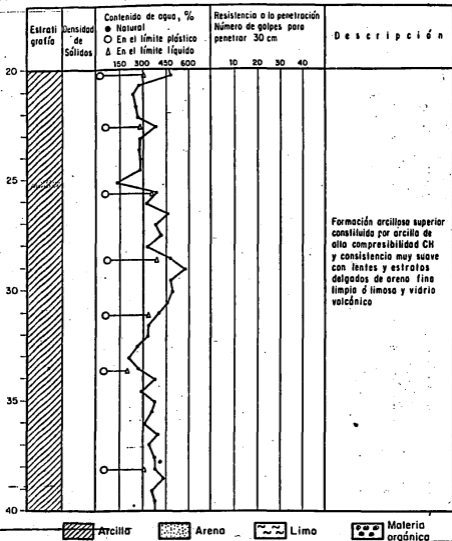


Fig 3. (continúa)

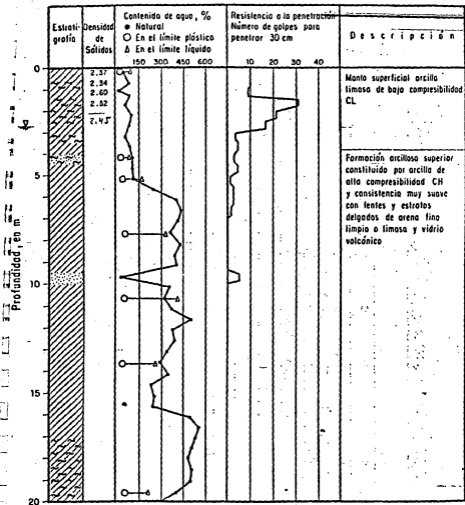


Fig 4. Perfil estratigráfico y propiedades en SPE 3

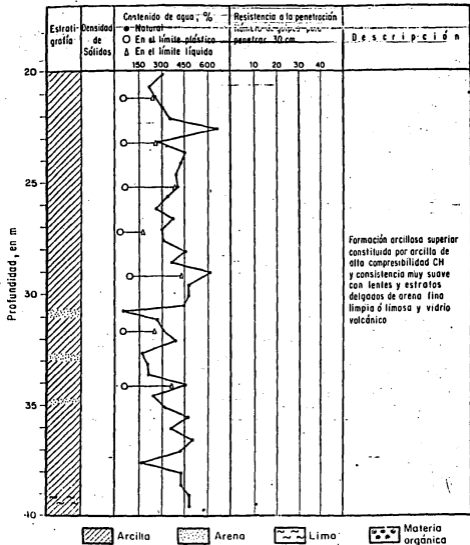


Fig 4. (continúa)

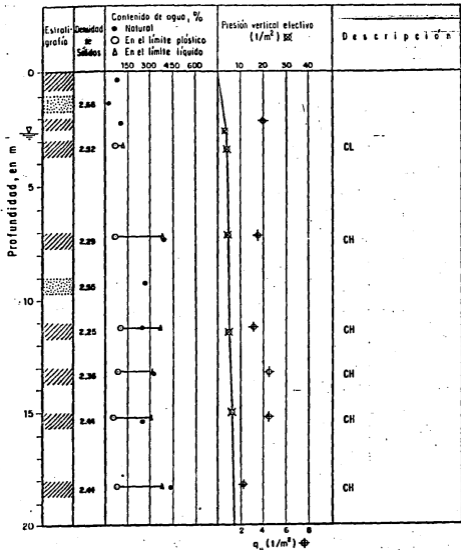


Fig 5. Perfil estratigráfico y propiedades en SM 1





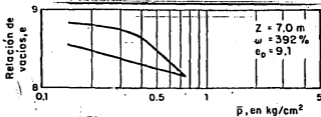


Fig 6. Curva de compresibilidad

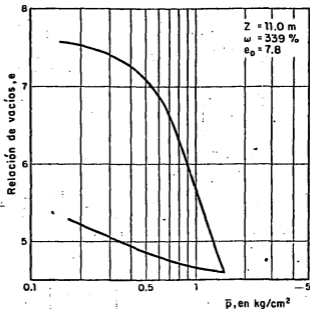


Fig 7. Curva de compresibilidad

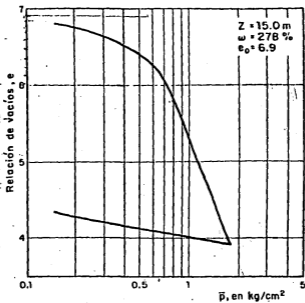
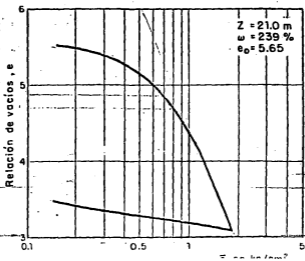


Fig 8. Curva de compresibilidad



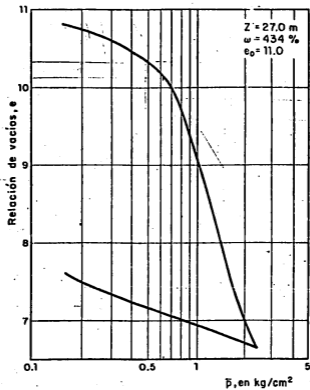


Fig 10. Curva de compresibilidad

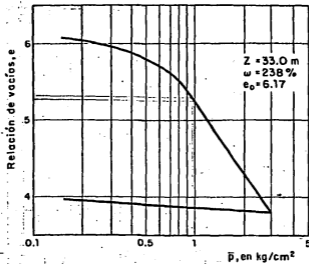


Fig 11. Curva de compresibilidad

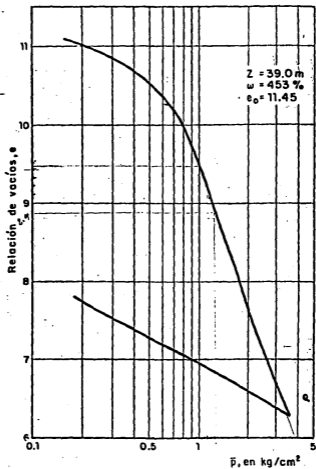


Fig. 12. Curva de compresibilidad