

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS MUROS DE COLINDANCIA EN LA RESPUESTA
SISMICO-TORSIONAL DE EDIFICIOS UBICADOS EN ESQUINA.

FRANCISCO JAVIER RIBE MARTINEZ DE VELASCO.

TRABAJO

Presentado 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. D.F., a 5 de Marzo de 1989.



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.

LIBRERIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
AV. INSURGENTES SUR, S/N. PO BOX 703, CUERPO CENTRAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

1989



UNAM
1989
RIB

LIBRERIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
AV. INSURGENTES SUR, S/N. PO BOX 703, CUERPO CENTRAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

LIBRERIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
AV. INSURGENTES SUR, S/N. PO BOX 703, CUERPO CENTRAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

LIBRERIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
AV. INSURGENTES SUR, S/N. PO BOX 703, CUERPO CENTRAL DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS MUROS DE COLINDANCIA EN LA RESPUESTA
SISMICO-TORSIONAL DE EDIFICIOS UBICADOS EN ESQUINA.

I N D I C E.

Introducción.

CAPITULO I: DATOS PRELIMINARES. (Edificio Propuesto).

- 1.1 Ubicación y Estructuración propuesta.
- 1.2 Dimensionamiento de elementos estructurales.
 - 1.2.1 Análisis de Cargas.
 - 1.2.2 Revisión del peralte propuesto para losas.
 - 1.2.3 Dimensionamiento de Trabes.
 - 1.2.4 Dimensionamiento de Columnas.

CAPITULO II: ANALISIS DEL EDIFICIO PROPUESTO CONSIDERANDO LOS
MUROS DE COLINDANCIA DESLIGADOS DE LA ESTRUCTURA.

- 2.1 Obtención de las fuerzas cortantes directas por sismo por el método de "Análisis Modal Espectral".
 - 2.1.1 Cálculo de Pesos por nivel.
 - 2.1.2 Cálculo de configuraciones modales, frecuencias de vibración y fuerzas sísmicas.

- 2.2 Excentricidades y Momentos Torsionantes por nivel.
 - 2.2.1 Cálculo del Centro de Masas.
 - 2.2.2 Excentricidades de diseño.
- 2.3 Cálculo de los desplazamientos y Fuerzas por marco.
 - 2.3.1 Matriz de Rigidez del Edificio.
 - 2.3.2 Fuerzas por Marco.
- 2.4 Fuerzas Sísmicas de Diseño.

CAPITULO III: ANÁLISIS DEL EDIFICIO PROPUESTO CONSIDERANDO LOS MUROS DE COLINDANCIA LIGADOS A LA ESTRUCTURA.

- 3.1 Análisis del edificio propuesto considerando que no existe agrietamiento diagonal en los muros confinados.
 - 3.1.1 Obtención de las fuerzas cortantes directas por sismo.
 - 3.1.2 Excentricidades y Momentos Torsionanes por nivel.
 - 3.1.2.1 Cálculo de los centros de Torsión.
 - 3.1.2.2 Cálculo de los Momentos Torsionantes por nivel.
 - 3.1.3 Matriz de Rigidez del Edificio.
 - 3.1.4 Fuerzas por Marco y análisis estructural.
- 3.2 Análisis del edificio propuesto considerando que si existe agrietamiento en los muros confinados.

3.2.1 Excentricidades y Momentos Torsionantes por nivel.

3.2.1.1 Cálculo de los centros de Torsión.

3.2.1.2 Cálculo de los Momentos Torsionantes por nivel.

3.2.2 Matriz de Rigidez del edificio.

3.2.3 Desplazamientos, Fuerzas por marco y Análisis Estructural.

CAPITULO IV: COMPARACION DE RESULTADOS Y COMENTARIOS FINALES.

4.1 Comparación del cambio de posición de los centros de torsión.

4.2 Comparación de Fuerzas Sísmicas.

4.3 Comparación de elementos mecánicos.

4.3.1 Elementos mecánicos en trabes.

4.3.2 Elementos mecánicos en columnas.

4.4 Comparación de desplazamientos laterales.

4.5 Comentarios finales.

Conclusiones.

Referencias.

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS MUROS DE COLINDANCIA EN LA RESPUESTA
SISMICO-TORSIONAL DE EDIFICIOS UBICADOS EN ESQUINA.

INTRODUCCION:

Cuantiosas aunque no suficientes han sido las investigaciones que hasta la fecha se han realizado para encontrar métodos que nos permitan crear estructuras que tengan un comportamiento satisfactorio ante sismos moderados y severos. Es por esto, que se han logrado avances notorios tanto en el aspecto del cálculo estructural, como en el constructivo, surgiendo modelos matemáticos que nos permiten tomar en cuenta mas variables y hacer menos aproximaciones así como sistemas y procedimientos constructivos que redundan en una mayor economía y rapidez en la ejecución de la obra.

Por desgracia, en no pocas ocasiones, toda la técnica y refinamiento utilizados en el cálculo estructural se vienen abajo por la incongruencia o discrepancia entre la estructura calculada y la estructura construida, ya sea por ejemplo, por falta de una buena supervisión o por falta de comunicación entre el Ingeniero Estructural y el Constructor.

Es común por ejemplo que durante el cálculo estructural de un edificio, se adopte como hipótesis que los muros confinados por marcos no intervendrán en la rigidez de estos últimos ante movimientos sísmicos, debido a que estarán correctamente desligados o separados de la estructura; pero, que en el momento de construir suceda lo contrario, o sea, que los muros se unan o "liguen" a la estructura de manera que interactúen con ésta ante cargas sísmicas.

Lo anterior, tiene como consecuencia un comportamiento de la estructura totalmente inesperado y en muchas ocasiones inadecuado debido a un incremento de rigidez en los marcos que confinan a los muros, lo cual, no fué tomado en cuenta dentro del cálculo.

Como un ejemplo de tal situación, la cual es objeto de estudio de éste trabajo, podemos citar el caso de los edificios ubicados en esquina, en donde, al encontrarse los muros de colindancia en posición perpendicular entre si y estar ligados a la estructura, causan una doble asimetría en cuanto a la distribución de rigideces en los elementos resistentes -- del edificio.

Una de las principales consecuencias de tal asimetría en rigideces, es la modificación de la respuesta rotacional de la estructura debida al cambio del momento torsionante en ésta. La modificación que sufre este momento torsionante, es debido a su vez, al desplazamiento relativo del centro de torsión de los diferentes niveles con respecto al centro de masas debido a la distribución no uniforme y asimétrica de rigideces.

Una de las principales motivaciones para el estudio de este problema es el grán número de edificios ubicados en esquina que sufrieron daño estructural grave y hasta colapsos parciales y totales durante los sismos de 1985 en la Ciudad de México. Desde luego, puede ser que ésta no halla sido la única causa de tales daños, pero si, tal vez una de las principales.

Este trabajo, tratará de analizar en la medida de lo posible la magnitud de este problema; cubrirá el caso de edificios con estructura a base de marcos rígidos ortogonales de concreto reforzado, con los muros de colindancia ligados a estos.

Con el fin de poder efectuar comparaciones, se analizará un edificio con un cierto número de niveles y los muros de colindancia desligados de -

de la estructura, y, en segundo término se analizará el mismo edificio pero con los muros de colindancia a base de tabique de barro ligados a la estructura. El citado análisis incluye el cálculo de cargas sísmicas (cortante directo) y las fuerzas cortantes provocadas por el movimiento rotacional del edificio; así como la obtención de los elementos mecánicos en los diferentes elementos estructurales debidos a la combinación de éstas acciones.

Se utilizará fundamentalmente para el análisis estructural el método de Rigideces tomando en cuenta cuando sea necesario la interacción de los muros mediante el método de la referencia (1) efectuando previamente un dimensionamiento de elementos estructurales mediante métodos aproximados de análisis. El cálculo de las cargas sísmicas se basará en los datos proporcionados por las "Normas Técnicas -- Complementarias para Diseño por Sismo" del "Reglamento para construcciones del Distrito Federal" de 1987" (Ref. (2)).

Las comparaciones posteriores al análisis se harán con base en los datos obtenidos de tal análisis, los cuales, no necesariamente reflejan el comportamiento real de la estructura debido a que se adoptará la hipótesis de comportamiento elástico lineal, tomando en cuenta de cierta manera el comportamiento inelástico mediante el factor de comportamiento sísmico Q. Por tanto, las conclusiones derivadas de este estudio nos darán fundamentalmente una idea de la magnitud del problema y no datos precisos sobre el comportamiento de este tipo de estructuras.

Es un anhelo para mí, que este trabajo contribuya de alguna manera a avanzar en el todavía largo camino por recorrer de la Ingeniería Sísmica mundial, y tratar así, de evitar desastres como el ocurrido en nuestra Ciudad en 1985.

C A P I T U L O I

DATOS PRELIMINARES (Edificio propuesto).

1.1 Ubicación y Estructuración propuesta.

Como se ha explicado anteriormente, en primer término se analizará un edificio situado en zona sísmica con muros de colindancia a base de tabique desligados de la estructura. Los datos obtenidos de tal análisis se compararán con los arrojados por los del análisis del mismo edificio pero con los muros de colindancia ligados a la estructura.

Con el fin de que la diferencia en comportamiento del edificio (con los muros ligados y desligados) sea precisamente por la interacción de los muros únicamente, se estructurará éste de manera que cumpla con los requisitos de Estructuración Sismorresistente" (Refs. (1), (2), (3), (4)), o sea, que la estructura cumplirá con las siguientes restricciones:

- Poco peso.
- Sencillez, simetría y regularidad en planta.
- Sencillez, simetría y regularidad en elevación.
- Hiperestaticidad y líneas de defensa estructural escalonadas.
- Cimentación que actúe integralmente con la estructura.

En cuanto a la ubicación, se supondrá la estructura situada en la parte "sombreada" de la zona III del mapa de zonificación sísmica de la referencia (5), lugar donde se vieron afectados mayor número de edificios

en los pasados sismos de 1985 en nuestra ciudad incluyendo desde luego los ubicados en esquina.

El subsuelo en esta zona, está formado en parte como ya se sabe, por un estrato de arcillas altamente compresibles con un espesor promedio de 30 mts., y con un alto contenido de agua.

Por lo anteriormente expuesto, se propone la siguiente estructuración:

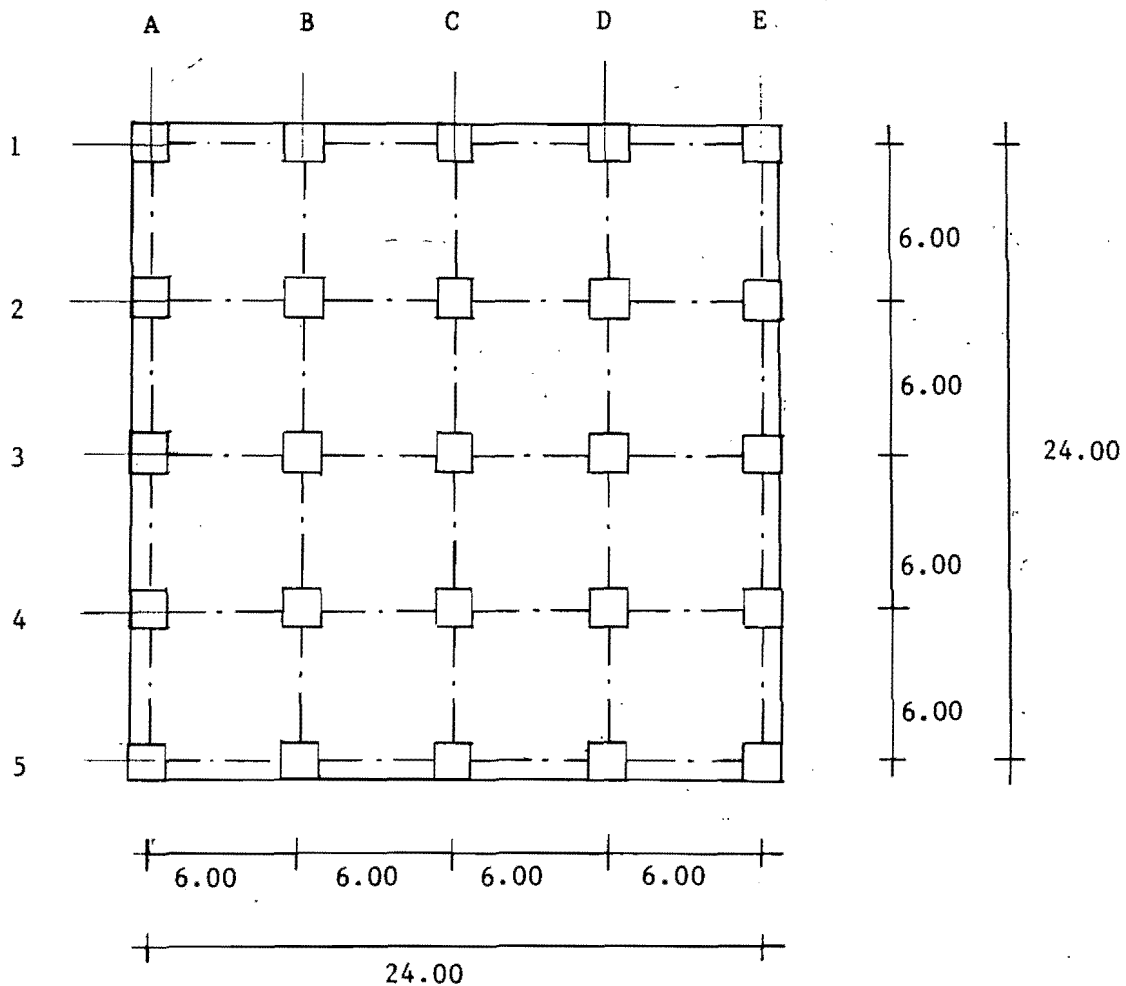


Figura 1: Planta Propuesta.

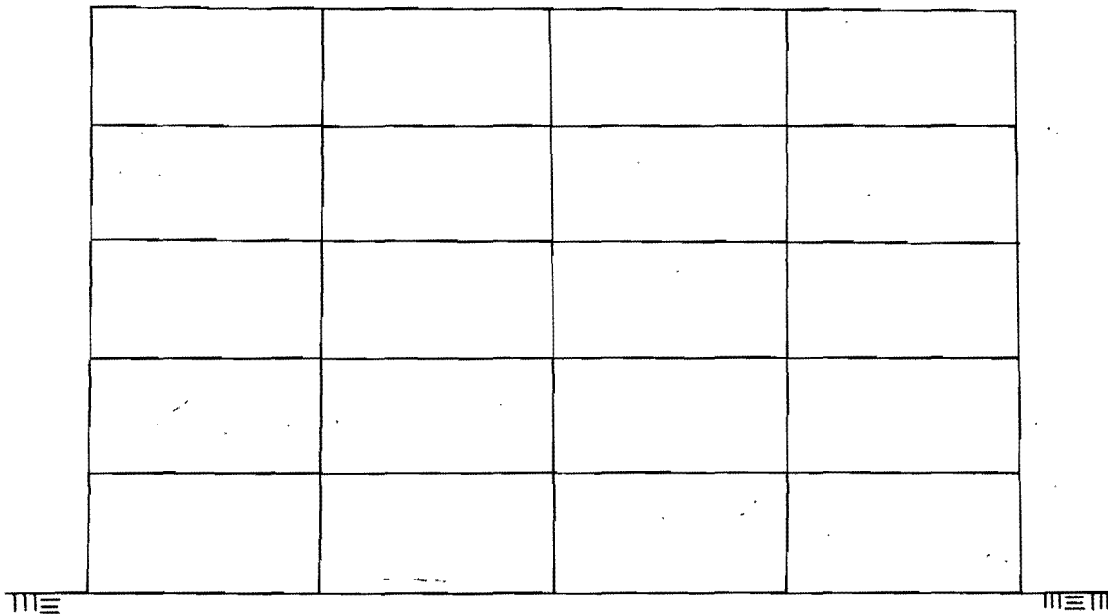


Figura 2: Elevación Propuesta.

1.2 Dimensionamiento de elementos estructurales.

1.2.1 Análisis de cargas.

Para el dimensionamiento de los diferentes elementos estructurales se utilizarán para el concreto una resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 y para el acero de refuerzo, un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 . También, se hará uso de las disposiciones de las "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". (Ref (6)).

Entrepiso

Carga Muerta:

Losa (maciza; H=13 cms.)	=	0.312 Ton/m ²
Carga adicional por reglamento	=	0.040 "
Plafond de Yeso	=	0.030 "
Acabados	=	0.100 "
		<hr/>
		0.482 Ton/m ²

Carga Viva:

Para acciones permanentes	=	0.250 Ton/m ²
Para acciones accidentales	=	0.180 Ton/m ²

Azotea

Carga Muerta:

Losa (maciza; H=13 cms.)	=	0.312 Ton/m ²
Relleno de Tezontle	=	0.077 "
Enladrillado	=	0.075 "
Plafond de Yeso	=	0.030 "
Carga adicional por reglamento	=	0.040 "
Mortero	=	0.060 "
		<hr/>
		0.594 Ton/m ²

Carga Viva:

Para acciones permanentes	=	0.100 Ton/m ²
Para acciones accidentales	=	0.070 Ton/m ²

Fachada (vidrio y aluminio)	= 0.0124 Ton/m ²
Muros divisorios de tablaroca	= 0.050 "
Muros de colindancia de tabique de barro rojo con aplanado de yeso y mezcla	= 0.280 Ton/m ²

1.2.2 Revisión del peralte propuesto para losas.

Se consideró una losa maciza de 13 cms. de espesor, perimetralmente apoyada en las trabes, la cual funcionará como diafragma rígido ante efectos sísmicos.

$$d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{300} (0.034 (fs \cdot W)^{\frac{1}{4}})$$

Se revisará un tablero de esquina por estar en condiciones mas desfavorables.

$$d_{\min} = \frac{2700}{300} (0.034 (2520 \times 732)^{\frac{1}{4}}) = 11.3 \text{ cms.}$$

$$H_{\min} = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 11.3 \text{ cms} \pm 13 \text{ cms.}$$

Por tanto, se acepta el peralte propuesto excluyendose el cálculo de deformaciones.

El momento actuante máximo será:

$$M = k (Wu) (a_1)^2 = 324(10^{-7})(732)(1.4)(6^2) = 1.20 \text{ T}\cdot\text{m/m}$$

El momento máximo resistente es (con sección balanceada):

$$MR = F_R A_s f_y d (1-0.5q) = 3.6 \text{ T}\cdot\text{m/m}$$

Como el momento actuante es menor que el resistente, se acepta el peralte propuesto por flexión.

Revisión por cortante.

La fuerza cortante actuante es:

$$v = \left[\frac{a_1}{2} - d \right] \frac{W}{1 + \left[\frac{a_1}{a_2} \right]^6} = (3 - 0.9) \frac{(732)(1.4)(1.15)(10^{-3})}{2} = 1.71 \text{ Ton/m}$$

La fuerza cortante resistente es:

$$V_R = 0.5 F_R b d (f^*c)^{1/2} = 5.1 \text{ Ton/m}$$

Por tanto, la losa propuesta se acepta.

1.2.3 Dimensionamiento de Trabes.

Cálculo aproximado del momento máximo por carga vertical:

$$M_v = w L^2 / 10$$

$$w = w_{p.p.} + w_v = 342 + [662(6)^2(0.5)(1/6)] = 2328 \text{ kg/m.}$$

$$M_v = 2328 (6)^2 / 10 = 9218.9 \text{ Kg.m} = 9.2 \text{ Ton.m.}$$

Cálculo aproximado del momento flexionante máximo por fuerzas sísmicas:

Se obtendrá el cortante sísmico basal suponiendo un peso por nivel de 576 Ton. (1 Ton/m²).

Nivel	W [Ton.]	h [m]	W h	F	V
5	576	15	8640	192	192
4	576	12	6912	153.6	345.6
3	576	9	5184	115.2	460.8
2	576	6	3456	76.8	537.6
1	<u>576</u>	3	<u>1728</u>	38.4	576
	2880 Ton		25920		

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} (\sum W) \frac{c}{Q}$$

donde: $c = 0.40$
 $Q = 2$
 $h = 3.0$ mts.

Aplicando el método del "Portal" al primer entrepiso de uno de los marcos:

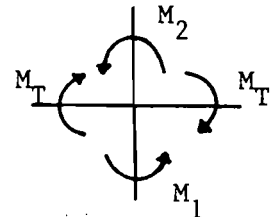
$$576/5 = 2x + 2x + 2x + x + x \quad ; \quad x = 14.4 \text{ Ton.}$$

$$M_1 = 14.4 (3.0) (0.4) (2) = 34.56 \text{ Ton.m}$$

Para el segundo entrepiso:

$$537.6/5 = 2x + 2x + 2x + x + x \quad ; \quad x = 13.44 \text{ Ton.}$$

$$M_2 = 13.4 (3) (0.5) (2) = 40.2 \text{ Ton.m}$$



$$M_T = \frac{40.2 + 34.56 (1.1)}{2} = 41.12 \text{ Ton.m}$$

El momento producido por la combinación de acciones permanentes con accidentales es:

$$M_{TOT} = 9.2 + 41.12 = 50.3 \text{ Ton.m}$$

Proponiendo una sección de trabe de (25 X 70):

$$0.75 P_b = 0.014286 \quad ; \quad A_s = 23.9 \text{ cm}^2 \quad ; \quad d = 67 \text{ cms.}$$

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5 q) = 0.9(23.9)(4200)(67)(1 - 0.5(.35)) =$$

$$M_R = 49.9 \text{ Ton.m} = 50.3 \text{ Ton.m}$$

Por lo tanto se acepta la sección propuesta (25 x 70 cms.).

1.2.4 Dimensionamiento de Columnas.

El momento máximo que se obtiene por el método del Portal es:

$$M = 14.4 (3.1)(0.6)(2) = 53.5 \text{ Ton.m}$$

$$M_u = F_c(53.5) = 58.9 \text{ Ton.m}$$

Por tanto, actuando simultaneamente en la otra dirección tenemos:

$$M = 58.9(0.30) = 17.7 \text{ Ton.m}$$

Si proponemos una sección de columna de (65 x 65 cms.) con 16 varillas de 1½" de Ø repartidas uniformemente en la periferia:

$$P_{Ro} = F_R [(Ag - As) f_c'' + As f_y] = 984,000 \text{ Kgs.}$$

Considerando un área tributaria de 36 cms² de losa, peso propio de la columna y trabes, obtenemos una carga axial de:

$$P = [0.662(36)(5)] + [0.65^2(2.4)(15)] + [0.57(0.25)(2.4)(5.35)(10)] =$$

$$P = 152.7 \text{ Ton} \quad ; \quad P_u = F_c (152) = 168 \text{ Ton.}$$

$$e_x = M/P = 58.9/168 = 0.35 \text{ mts.}$$

$$e_y = M/P = 17.7/168 = 0.11 \text{ mts.}$$

De las gráficas de interacción obtenemos:

$$P_x = 316 \text{ Ton.} \quad ; \quad P_y = 754 \text{ Ton.}$$

$$P_R = (316^{-1} + 754^{-1} + 984^{-1})^{-1} = 181 \text{ Ton.}$$

Por tanto, se acepta la sección propuesta para columnas.

C A P I T U L O I I

ANALISIS DEL EDIFICIO PROPUESTO CONSIDERANDO LOS MUROS DE COLINDANCIA DESLIGADOS DE LA ESTRUCTURA.

2.1 Obtención de las fuerzas cortantes directas por sismo por el método de "Análisis Modal Espectral".

2.1.1 Cálculo de Pesos por nivel:

Se considerará el peso de cada nivel concentrado a la altura de la losa correspondiente.

Entrepiso:

Losa(0.662)(24 ²)	381.3 Ton.
Trabes (0.25)(.57)(2.4)(240)	82.1 "
Columnas (0.65 ²)(2,4)(3)(25)	76.1 "
Fachada (0.0124)(2.4)(5.35)(8)	1.3 "
Muros de colindancia (0.28)(2.4)(5.35)(8)	28.8 "
Muros divisorios de tablaroca (ejes intermedios)	15.4 "
	<hr/> 585.5 Ton.

Azotea:

Losa (0.664)(24 ²)	382.5 Ton.
Trabes (0.25)(.57)(2.4)(240)	82.1 "

Columnas $(0.65)^2(2.4)(3)(25)(0.5)$	38.1 Ton.
Fachada $(0.0124)(2.4)(5.35)(8)(0.5)$	0.7 "
Muros de colindancia $(0.28)(2.4)(5.35)(8)(0.5)$	14.4 "
Muros divisorios (tablaroca)	<u>7.7 "</u>
	524.9 Ton.

2.1.2) Cálculo de configuraciones modales, frecuencias de vibración y fuerzas sísmicas.

Para obtener la matriz de rigidez referida únicamente a los grados de libertad de desplazamiento lateral, se utilizó el programa para marcos planos "SIME", el cual mediante el método de condensación estática arrojó el siguiente resultado para uno de los marcos:

$$[K_D] = \begin{bmatrix} 54.3 & -25.4 & 3.8 & -0.46 & -0.21 \\ & 43.4 & -25.3 & 3.7 & -0.06 \\ & & 43.0 & -24.8 & 3.3 \\ & & & 39.8 & -18.6 \\ & & & & 15.1 \end{bmatrix} \times 10^3 \text{ [Ton/m]}$$

(simétrica)

Esta matriz, relaciona las cargas laterales aplicadas al marco (en éste caso las fuerzas sísmicas) con los desplazamientos totales laterales de cada nivel, o sea:

$$[F] = [K_D] [d]$$

La matriz de rigidez lateral $[K_D]_A$ para todo el edificio en cada sentido es:

$$[K_D]_A = 5 [K_D]$$

La matriz de masas es:

$$[M] = \begin{bmatrix} 585 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 585 & 0 & 0 & 0 \\ & & 585 & 0 & 0 \\ \text{(simétrica)} & & & 585 & 0 \\ & & & & 585 \end{bmatrix} \frac{1}{9.81} \text{ [Ton.s}^2\text{/m]}$$

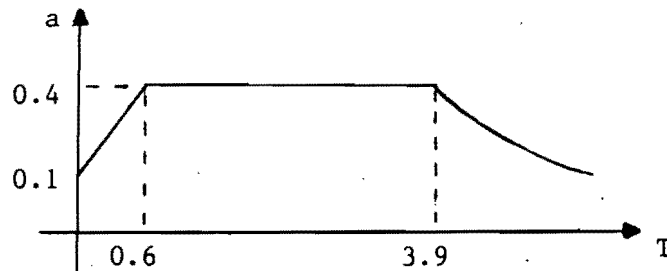
Mediante el programa CAL 86 se resolvió:

$$|[K] - \omega^2[M]| = 0$$

obteniendo los vectores de configuraciones para cada modo con sus respectivas frecuencias:

1 ^{er} Modo	2 ^o Modo	3 ^{er} Modo	4 ^o Modo	5 ^o Modo
$\omega_1^2 = 95.94$	$\omega_2^2 = 937.4$	$\omega_3^2 = 2746.1$	$\omega_4^2 = 5194.4$	$\omega_5^2 = 7572.3$
$\begin{bmatrix} 43.2 \\ 116.1 \\ 185.2 \\ 237.4 \\ 269.0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 132.4 \\ 250.9 \\ 182.3 \\ -35.0 \\ -249.8 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 217.2 \\ 162.6 \\ -176.6 \\ -179.3 \\ 194.7 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 257.7 \\ -104.9 \\ -146.2 \\ 242.5 \\ -122.0 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} -194.7 \\ 238.9 \\ -225.5 \\ 149.8 \\ -54.5 \end{bmatrix}$
$T_1 = 0.64s$	$T_2 = 0.21s$	$T_3 = 0.12s$	$T_4 = 0.09s$	$T_5 = 0.072s$

El espectro de diseño es: (Zona III)



Para el primer modo: $a_1 = 3.92 \text{ m/s}^2$; $Q' = 2$
 Para el segundo modo: $a_2 = 2.01 \text{ m/s}^2$; $Q' = 1.35$
 Para el tercer modo: $a_3 = 1.57 \text{ m/s}^2$; $Q' = 1.20$

Los coeficientes de participación son:

$$C_1 = 0.00482 \quad ; \quad C_2 = 0.00179 \quad ; \quad C_3 = 0.00116$$

De donde las fuerzas para cada modo son: [Ton.]

$$[F_1] = \begin{bmatrix} 24.6 \\ 63.7 \\ 106.4 \\ 133.1 \\ 136.1 \end{bmatrix} \quad [F_2] = \begin{bmatrix} 21.1 \\ 39.9 \\ 29.0 \\ -5.6 \\ -35.6 \end{bmatrix} \quad [F_3] = \begin{bmatrix} 19.6 \\ 14.7 \\ -16.0 \\ -16.2 \\ 15.8 \end{bmatrix}$$

Las fuerzas debidas a la combinación de los 3 modos de vibrar son:

$$\begin{array}{l} \sqrt{24.6^2 + 21.1^2 + 19.6^2} = 37.9 \quad \text{Nivel 1} \\ \sqrt{63.7^2 + 39.9^2 + 14.7^2} = 76.6 \quad \text{Nivel 2} \\ \sqrt{106.4^2 + 29.0^2 + 16^2} = 111.4 \quad = [F] \quad \text{Nivel 3} \\ \sqrt{133.1^2 + 5.6^2 + 16.2^2} = 134.2 \quad \text{Nivel 4} \\ \sqrt{136.1^2 + 35.6^2 + 15.8^2} = 141.6 \quad \text{Nivel 5} \end{array}$$

Revisión por cortante basal (Ref (5)):

El cortante basal obtenido mediante el método de Análisis Modal es:

$$V_o = 501.7 \text{ Ton.}$$

$$; \quad 0.8 \quad W_o/Q' = 0.8(0.4)(2864.9)/2 = 458.4 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto, se admiten las fuerzas sísmicas obtenidas.

2.2 Excentricidades y Momentos Torsionantes por nivel.

2.2.1 Cálculo del Centro de Masas.

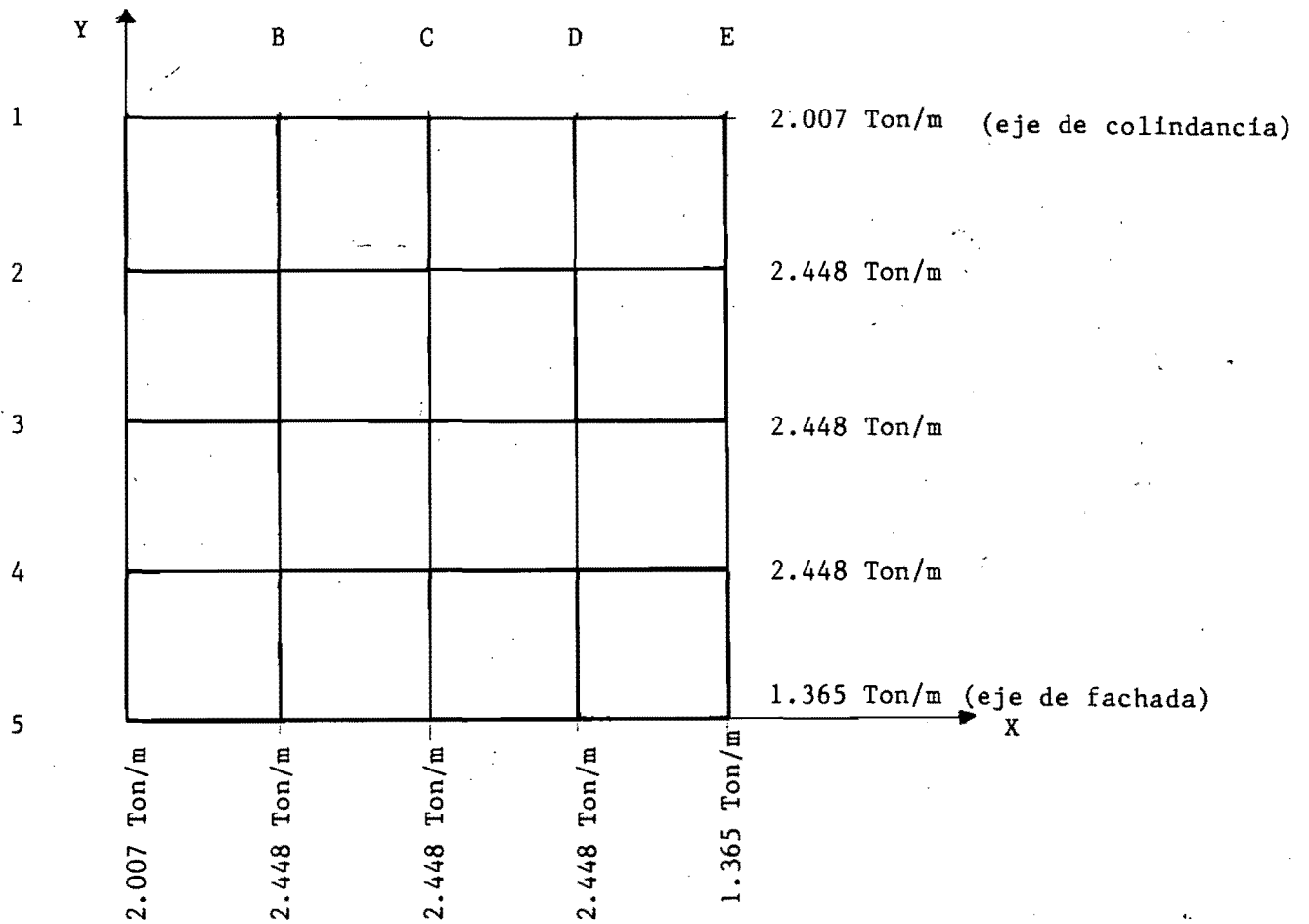


Figura 3: Cargas por metro lineal a ejes (entrepiso).

Ejes de Colindancia (entrepiso):

Losa	0.993 Ton/m
Trabe	0.342 Ton/m
Muro	<u>0.672 Ton/m</u>
	2.007 Ton/m

Ejes intermedios (entrepiso):

Losa	1.986 Ton/m
Trabe	0.342 Ton/m
Muro (tablaroca)	<u>0.120 Ton/m</u>
	2.448 Ton/m

Ejes de Fachada (entrepiso):

Losa	0.993 Ton/m
Trabe	0.342 Ton/m
Fachada	<u>0.030 Ton/m</u>
	1.365 Ton/m

El centro de masas de entrepiso estará en:

Eje	w [Ton/m]	y [mts.]	w.y
1	2.007	24	48.168
2	2.448	18	44.064
3	2.448	12	29.376
4	2.448	6	14.688
5	<u>1.365</u>	0	<u>0</u>
	10.716 Ton		136.296

De donde: $y_m = 12.72$ mts. ; $x_m = 11.28$ mts.

Procediendo de manera similar obtenemos para la azotea:

$y_m = 12.38$ mts. ; $x_m = 11.62$ mts.

2.2.2 Excentricidades de diseño:

La fuerza cortante sísmica para cada entrepiso, estará ubicada en el "centro de gravedad" de los centros de masa comprendidos entre el nivel en cuestión y la azotea:

Nivel	Cortante Directo.	Posición del centro de masas.		Posición de la fuerza cortante.	
		x_m	y_m	$x_{c.c.}$	$y_{c.c.}$
5	141.6	11.62	12.38	11.62	12.38
4	275.8	11.28	12.72	11.46	12.55
3	387.2	11.28	12.72	11.40	12.60
2	463.8	11.28	12.72	11.38	12.62
1	501.7	11.28	12.72	11.38	12.62

Por simetría en rigideces, el centro de Torsión de cada nivel se encontrará en el centro geométrico de la planta, o sea:

$x_{Ti} = 12.00$ mts. ; $y_{Ti} = 12.00$ mts.

Para encontrar el punto en cada entrepiso para el cual, al aplicar el cortante directo no se produce giro alguno, es necesario calcular también el "centro de gravedad" de los centros de torsión de cada nivel com

prendidos entre el nivel de azotea y el nivel en cuestión.

En este caso, tenemos para todos los entrepisos:

$$X_T = 12.00 \text{ mts.} \quad ; \quad Y_T = 12.00 \text{ mts.}$$

Para el cálculo de las excentricidades de diseño se usarán las siguientes expresiones:

$$e_{yI} = 1.5 e_s + 0.1 b \quad ;$$

$$e_{yII} = e_s - 0.1 b$$

Donde, el factor 1.5 toma en cuenta el efecto dinámico de la torsión y con el 0.1 de b, se considera un error del 10% en la determinación del centro de torsión.

Excentricidades de diseño:

Sismo en X

Nivel	$e_s = y_{c.c.} - y_T$	0.1 b	e_{yI}	e_{yII}
5	0.38	2.4	2.97	-2.02
4	0.55	2.4	3.23	-1.85
3	0.60	2.4	3.30	-1.80
2	0.62	2.4	3.33	-1.78
1	0.62	2.4	3.33	-1.78

Sismo en Y

Nivel	$e_s = x_{c.c.} - x_T$	0.1 b	e_{xI}	e_{xII}
5	-0.38	2.4	-2.97	2.02

Nivel	$e_s = x_{c.c.} - x_T$	0.1 b	e_{xI}	e_{xII}
4	-0.55	2.4	-3.23	1.85
3	-0.60	2.4	-3.30	1.80
2	-0.62	2.4	-3.33	1.78
1	-0.62	2.4	-3.33	1.78

Momentos Torsionantes de diseño: [Ton.m]

Sismo en X

Nivel	M_{xI}	M_{xII}
5	420.6	-286.0
4	890.8	-510.1
3	1277.8	-697.0
2	1544.5	-825.6
1	1670.7	-823.0

Sismo en Y

Nivel	M_{yI}	M_{yII}
5	-420.6	286.0
4	-890.8	510.1
3	-1277.8	697.0
2	-1544.5	825.6
1	-1670.7	893.0

2.3 Cálculo de los desplazamientos y Fuerzas por marco.

2.3.1 Matriz de Rigidez del Edificio.

A continuación, se ensamblará la matriz que relacionará dos fuerzas ortogonales y un momento por cada nivel, con dos desplazamientos lineales y un giro también por nivel, o sea, se considerarán tres grados de libertad por planta.

Cabe aclarar que se utilizará la hipótesis que considera para las losas, una rigidez infinita en su plano, comportándose como cuerpos rígidos.

Por facilidad, la matriz de rigidez se considerará dividida en nueve submatrices de la siguiente manera:

$$[K]_{ed} = \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] & [K_{xo}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] & [K_{yo}] \\ [K_{ox}] & [K_{oy}] & [K_{oo}] \end{bmatrix}$$

donde:

$$[K_{xx}] = \sum [K_D]_j \cos^2 \theta_j$$

$$[K_{yy}] = \sum [K_D]_j \sin^2 \theta_j$$

$$[K_{xy}] = [K_{yx}] = \sum [K_D]_j \cos \theta_j \sin \theta_j$$

$$[K_{xo}] = [K_{ox}] = \sum [K_D]_j d_j \cos \theta_j$$

$$[K_{yo}] = [K_{oy}] = \sum [K_D]_j d_j \sin \theta_j$$

$$[K_{oo}] = \sum [K_D]_j d_j^2$$

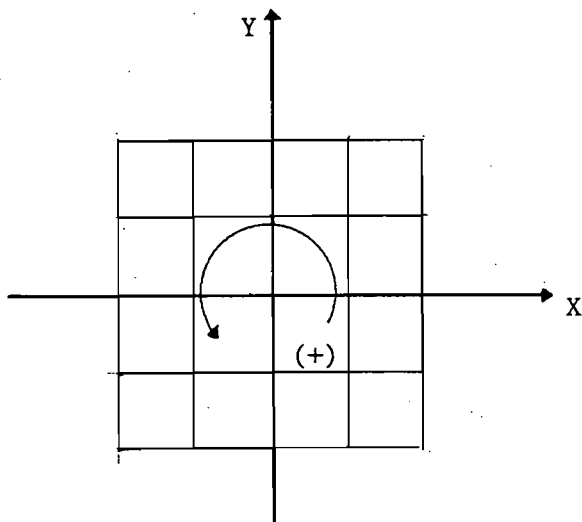
Siendo: $[K_D]_j$ = matriz de rigidez lateral del marco j.

θ_j = ángulo que forma el marco j con el eje X.

$d_j = x_j \sin \theta_j - y_j \cos \theta_j$

(x_j, y_j) = coordenadas de un punto sobre el marco j.

Tenemos entonces:



Colocación de los ejes coordenados (igual para todos los niveles). También se muestra la convención de signos elegida para giros y momentos.

Marco	\emptyset	d [mts.]
A	90°	-12
B	90°	-6
C	90°	0
D	90°	6
E	90°	12

Marco	\emptyset	d [mts.]
1	0°	-12
2	0°	-6
3	0°	0
4	0°	6
5	0°	12

Las fuerzas sísmicas y momentos torsionantes (sin acumular) son:

Nivel	F [Ton.]	M_{TI} [Ton.m]	M_{TII} [Ton.m]
1	37.9	126.2	-67.4
2	76.6	266.7	-128.6
3	111.4	387.0	-186.9
4	134.2	470.2	-224.1
5	141.6	420.6	-286.0

Los momentos torsionantes presentados, corresponden a las excentricidades e_I y e_{II} del Reglamento del D.F. respectivamente.

Matriz de Rigidez del edificio: $[K_D]_A$

271525	-127025	19112	-2292	1039	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	217085	-126330	18599	-312	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		214915	-123750	16699	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			198840	-92920	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
				75620	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
					271525	-127025	19112	-2292	1039	0	0	0	0	0
						217085	-126330	18599	-312	0	0	0	0	0
							214915	-123750	16699	0	0	0	0	0
								198840	-92920	0	0	0	0	0
									75620	0	0	0	0	0
										195498000	-91458000	13760640	-1650240	748080
											156301200	-90957600	13390920	-224640
												154738800	-89100000	12023280
													143164800	-66902400
														54446400

[SIMETRICA]

[Ton/m]

Los vectores de fuerzas serán:

$$\begin{array}{r}
 \begin{array}{c}
 37.9 \\
 76.6 \\
 111.4 \\
 134.2 \\
 141.6 \\
 \hline
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 \hline
 -126.2 \\
 -266.7 \\
 -387.0 \\
 -470.2 \\
 -420.6
 \end{array} \\
 F_{xI} =
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{r}
 \begin{array}{c}
 37.9 \\
 76.6 \\
 111.4 \\
 134.2 \\
 141.6 \\
 \hline
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 \hline
 67.4 \\
 128.6 \\
 186.9 \\
 224.1 \\
 286.0
 \end{array} \\
 F_{xII} =
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{r}
 \begin{array}{c}
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 \hline
 37.9 \\
 76.6 \\
 111.4 \\
 134.2 \\
 141.6 \\
 \hline
 -126.2 \\
 -266.7 \\
 -387.0 \\
 -470.2 \\
 -420.6
 \end{array} \\
 F_{yI} =
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{r}
 \begin{array}{c}
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 0 \\
 \hline
 37.9 \\
 76.6 \\
 111.4 \\
 134.2 \\
 141.6 \\
 \hline
 67.4 \\
 128.6 \\
 186.9 \\
 224.1 \\
 286.0
 \end{array} \\
 F_{yII} =
 \end{array}
 \end{array}$$

Resolviendo los sistemas de ecuaciones obtenemos:

$$[d_{xI}, d_{xII}, d_{yI}, d_{yII}] = [K]_{ed}^{-1} [F_{xI}, F_{xII}, F_{yI}, F_{yII}]$$

Donde, los vectores [d] que son de desplazamientos, incluyen los giros y traslaciones en cada nivel.

2.3.2 Fuerzas por Marco.

Para el cálculo de fuerzas sísmicas hacemos en primer término:

$$[D]_j = [d_x] \cos \theta_j + [d_y] \operatorname{sen} \theta_j + [\theta] d_j$$

De donde se obtienen los desplazamientos en cualquier punto de un cuerpo rígido plano partiendo de dos traslaciones y una rotación conocidas.

Obtenidos los desplazamientos para cada marco, obtenemos las fuerzas multiplicando estos, por la matriz de rigidez lateral del marco que le corresponda, o sea:

$$[F]_j = [K_D]_j [D]_j$$

De aquí que las fuerzas sísmicas sean:

Marco	Nivel	Sismo en X		Sismo en Y	
		e_I	e_{II}	e_I	e_{II}
1	1	8.32	7.67	0.42	-0.22
	2	15.91	14.59	0.89	-0.43
	3	23.79	21.88	1.29	-0.62
	4	28.19	25.88	1.56	-0.75
	5	29.84	27.48	1.40	-0.95
2	1	8.11	7.79	0.21	-0.11
	2	15.47	14.81	0.44	-0.21
	3	23.15	22.19	0.65	-0.31
	4	27.41	26.57	0.78	-0.37
	5	29.14	27.96	0.70	-0.48
3	1	7.90	7.90	0	0
	2	15.02	15.02	0	0
	3	22.50	22.50	0	0
	4	26.63	26.63	0	0
	5	28.43	28.43	0	0

Por simetría en geometría y cargas del edificio, las fuerzas sísmicas de los marcos 4 y 5 son prácticamente iguales a las de los marcos 2 y 1 respectivamente como veremos a continuación:

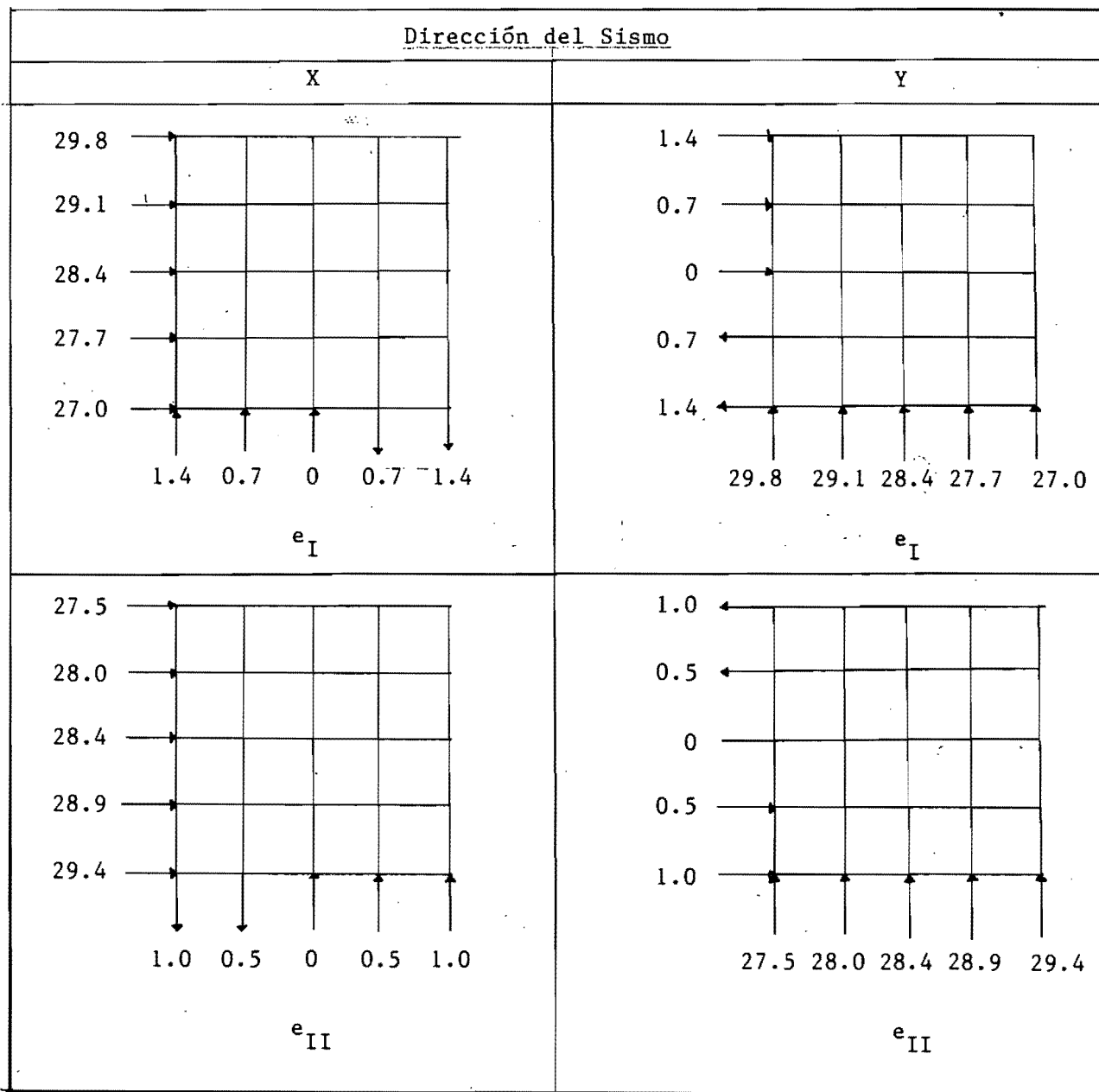
Marco	Nivel	Sismo en X		Sismo en Y	
		e_I	e_{II}	e_I	e_{II}
4	1	7.69	8.01	-0.21	0.11
	2	14.58	15.24	-0.44	0.21
	3	25.85	27.00	-0.78	0.37
	5	27.73	28.91	-0.70	0.48
5	1	7.48	8.13	-0.42	0.22
	2	14.14	15.45	-0.89	0.43
	3	21.21	23.13	-1.29	0.62
	4	25.07	27.38	-1.56	0.75
	5	27.03	29.39	-1.40	0.95

Para conocer las fuerzas sísmicas de los marcos perpendiculares a los presentados, basta con intercambiar el eje X por el Y y viceversa.

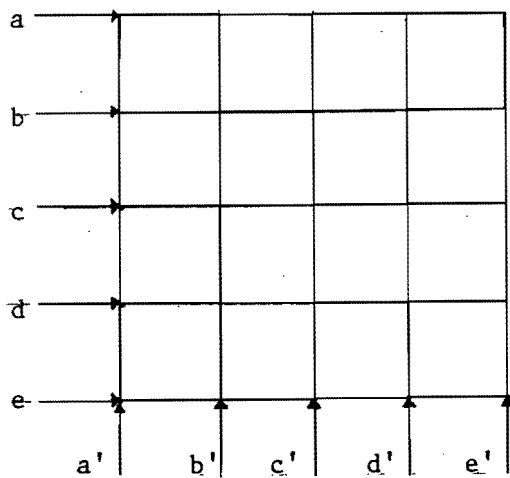
2.4 Fuerzas Sísmicas de Diseño.

Para cumplir con las disposiciones de las "Normas Técnicas complementarias para Diseño por Sismo" del D.F., es necesario combinar los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno tomando para cada dirección, el 100% de los efectos del componente que obra en la dirección del análisis y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella.

A manera de ejemplo, se obtendrán las fuerzas sísmicas de diseño para todos los marcos en el nivel superior (azotea).



Obteniendo para sismo en la dirección X las siguientes fuerzas de diseño:



$$a = 29.8 + (1.4)(0.3) = 30.3 \text{ Ton.}$$

$$b = 29.1 + (0.7)(0.3) = 29.4 \text{ ''}$$

$$c = 28.4 + (0)(0.3) = 28.4 \text{ ''}$$

$$d = 28.9 + (0.5)(0.3) = 29.1 \text{ ''}$$

$$e = 29.4 + (1.0)(0.3) = 29.7 \text{ ''}$$

$$a' = 1.4 + 29.8(0.3) = 10.4 \text{ ''}$$

$$b' = 0.7 + 29.1(0.3) = 9.4 \text{ ''}$$

$$c' = 0 + 28.4(0.3) = 8.5 \text{ ''}$$

$$d' = 0.5 + 28.9(0.3) = 9.2 \text{ ''}$$

$$e' = 1.0 + 29.4(0.3) = 9.8 \text{ ''}$$

Para cada marco, se eligió la excentricidad que arrojara fuerzas mas desfavorables para el marco en cuestión.

De igual manera, se obtuvieron para todos los niveles las siguientes fuerzas sísmicas de diseño:

Fuerzas de Diseño que actuan en la dirección del sismo: [Ton.]

Nivel	Marco				
	A=1	B=2	C=3	D=4	E=5
5	30.3	29.4	28.4	29.1	29.7
4	28.7	27.7	26.6	27.1	27.6
3	24.2	23.4	22.5	22.9	23.3
2	16.4	15.6	15.0	15.3	15.6
1	8.5	8.2	7.9	8.0	8.2

Fuerzas de Diseño que actuan perpendicularmente a la dirección del sismo: [Ton.]

Nivel	Marco				
	A=1	B=2	C=3	D=4	E=5
5	10.4	9.4	8.5	9.2	9.8
4	10.0	9.0	8.0	8.5	9.0
3	8.4	7.6	6.8	7.2	7.6
2	5.7	5.1	4.5	4.8	5.1
1	2.9	2.6	2.4	2.5	2.7

Las cuales serán utilizadas en el análisis estructural.

C A P I T U L O I I I

ANALISIS DEL EDIFICIO PROPUESTO CONSIDERANDO LOS MUROS DE COLINDANCIA LIGADOS A LA ESTRUCTURA.

Se han realizado numerosas investigaciones referentes al caso de marcos de concreto reforzado que confinan muros de mampostería, dado - que hasta ahora, ha sido extremadamente difícil el predecir su comportamiento ante cargas sísmicas.

Se reconocen las siguientes etapas de comportamiento de este tipo de sistema estructural ante cargas laterales (Ref. (7)):

- Para cargas laterales bajas, muro y marco trabajan esencialmente como una viga peraltada.
- Para cargas mayores, aunque apreciablemente menores que - la máxima (50 a 70% de la capacidad última al cortante de la mampostería), ocurre una separación en parte de la zona de contacto entre muro y marco confinante, y el primero, queda apoyado en dos esquinas opuestas del segundo trabajando básicamente como una diagonal en compresión.
- Si el marco tiene suficiente resistencia para admitir las fuerzas axiales y cortantes que le transmite el muro, la - carga máxima se alcanza usualmente cuando el muro se agrieta en la dirección diagonal. Si la ductilidad es adecuada, dicha carga se sostiene hasta la falla. (Ref. (7)).

Para fines del presente trabajo, se consideró la interacción de los muros simulándolos con una diagonal equivalente en compresión (Ref (1),(7)). Esta diagonal tendrá el mismo espesor "t" que el muro, o sea, 14 cms., y un módulo de elasticidad para mampostería a base de tabique rojo que vale: $E_m = 400 f^*m = 6000 \text{ kg/cm}^2$ donde f^*m es la resistencia a la compresión de ese tipo de mampostería. (Ref. (8)).

En cuanto a los muros confinados, se analizará la estructura tomando en cuenta 2 criterios para fines de comparación de fuerzas y elementos mecánicos :

- a) Los muros de mampostería no presentan agrietamiento alguno. (El resultado de este análisis, nos servirá para conocer las fuerzas sísmicas y elementos mecánicos con los cuales, si diseñáramos la estructura, esta no sufriría agrietamiento diagonal de los muros confinados. Por otro lado, podremos conocer los elementos mecánicos justo antes del agrietamiento diagonal de los muros como veremos mas adelante).
- b) Los muros de mampostería presentan agrietamiento diagonal. (Lo cual influye en la rigidez de entrepiso del marco confinante y nos proporciona el comportamiento del edificio habiéndose agrietado ya todos los muros de colindancia).

3.1 Análisis del edificio propuesto considerando que no existe agrietamiento diagonal en los muros confinados.

En la referencia (7), se presentan expresiones para el cálculo del ancho de la diagonal equivalente en compresión. Dichas expresiones fueron obtenidas a partir de modelos muro-marco con relaciones L_a comprendidas entre 0.9 y 11 y con relaciones de aspecto entre 0.75 y 2.5 donde:

$$L_a = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

L_a = parámetro adimensional.

E_c = módulo de Young del concreto

E_m = módulo de Young de la mampostería.

A_c = area transversal de una columna.

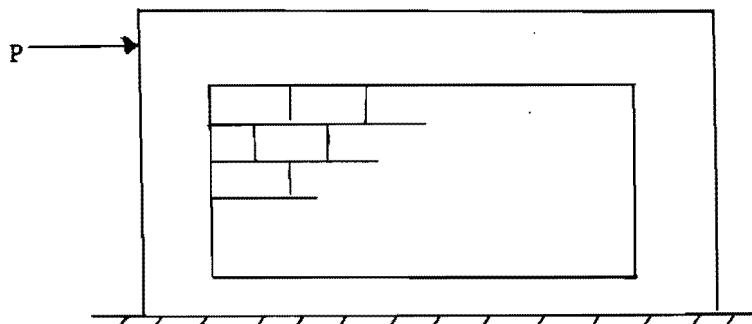
A_m = area transversal del muro.

Para nuestro caso tenemos:

$$L_a = \frac{(14000 \sqrt{250}) (65^2)}{(0.4) (6000) (7490)} = 52.03$$

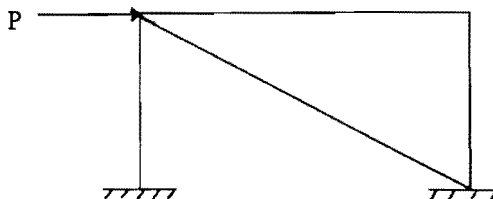
Dado que nuestro caso no fué contemplado dentro del estudio para la obtención de las expresiones que nos proporcionan el ancho de la diagonal equivalente, se obtendrá este de la siguiente manera:

- Se modelará mediante elementos finitos un sistema muro-marco como el que aparece en la figura



aplicando una cierta fuerza P donde se indica.

- Se analizará un modelo matemático como el propuesto en la siguiente figura con la misma fuerza P pero cambiando el ancho de la diagonal.



- El ancho de la diagonal equivalente, será aquel del cual resulte un desplazamiento (en el punto de carga) igual al del modelo de elementos finitos presentado anteriormente.

El resultado final, coincidió prácticamente con el propuesto por la expresión de la referencia (7), o sea:

$$A_d = 0.6482 \text{ m}^2 = 6482 \text{ cm}^2$$

donde: A_d = área de la diagonal equivalente en compresión.

Como en el capítulo anterior, se obtuvo la matriz de rigidez lateral del marco utilizando las diagonales obtenidas anteriormente.

3.1.1 Obtención de las fuerzas cortantes directas por sismo.

La matriz de rigidez lateral de los marcos con muros (ejes A y 1) es:

$$[K_D'] = \begin{bmatrix} 66.527 & -27.499 & 2.2469 & -1.0014 & 0.1625 \\ & 55.012 & -28.236 & 1.7778 & -0.6975 \\ & & 54.321 & -27.813 & 0.7477 \\ & & & 50.737 & -23.851 \\ & & & & 23.585 \end{bmatrix} \times 10^3 \text{ [Ton./m]}$$

(simétrica)

La matriz de rigidez lateral $[K_D]_B$ para todo el edificio en cada sentido es:

$$[K_D]_B = [K_D'] + 4 [K_D]$$

Resolviendo:

$$|[K_D]_B - w^2 [M]| = 0$$

donde la matriz de masas $[M]$ es la misma del capítulo anterior, podemos obtener las siguientes frecuencias y vectores de configuraciones modales:

1 ^{er} Modo.	2 ^o Modo.	3 ^{er} Modo	4 ^o Modo	5 ^o Modo.
$w_1^2 = 121.97$	$w_2^2 = 1102.1$	$w_3^2 = 2992.9$	$w_4^2 = 5444.2$	$w_5^2 = 7816.6$
$\begin{bmatrix} 0.014066 \\ 0.03706 \\ 0.058366 \\ 0.074258 \\ 0.083658 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.042344 \\ 0.078772 \\ 0.055983 \\ -0.012292 \\ -0.078202 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.068147 \\ 0.049601 \\ -0.056396 \\ -0.055556 \\ 0.061549 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.080366 \\ -0.033567 \\ -0.045248 \\ 0.076148 \\ -0.038628 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.060634 \\ -0.074864 \\ -0.047129 \\ -0.047129 \\ 0.017229 \end{bmatrix}$
$T_1 = 0.57s.$	$T_2 = 0.19s.$	$T_3 = 0.115s.$	$T_4 = 0.085s.$	$T_5 = 0.071s.$

Del espectro de diseño obtenemos:

Para el 1^{er} modo: $a_1 = 3.924 \text{ m/s}^2$; $Q' = 2$
 Para el 2^o modo: $a_2 = 1.902 \text{ m/s}^2$; $Q' = 1.315$
 Para el 3^{er} modo: $a_3 = 1.545 \text{ m/s}^2$; $Q' = 1.192$

Los coeficientes de participación son:

$C_1 = 15.43$; $C_2 = 5.643$; $C_3 = 3.639$

Las fuerzas sísmicas para cada modo de vibrar son: [Ton.]

$$[F_1] = \begin{bmatrix} 25.4 \\ 66.9 \\ 105.4 \\ 134.0 \\ 135.5 \end{bmatrix} \quad [F_2] = \begin{bmatrix} 20.6 \\ 38.3 \\ 27.3 \\ -6.0 \\ -34.2 \end{bmatrix} \quad [F_3] = \begin{bmatrix} 18.3 \\ 13.3 \\ -15.1 \\ -14.9 \\ 14.8 \end{bmatrix}$$

Las fuerzas debidas a la combinación de los 3 modos de vibrar son:

$$[F] = \begin{bmatrix} 37.9 \\ 76.6 \\ 111.4 \\ 134.2 \\ 141.6 \end{bmatrix} \quad \leftarrow \text{Fuerzas con } Q=2 \quad [F] = \begin{bmatrix} 46.9 \\ 97.8 \\ 137.3 \\ 168.7 \\ 175.7 \end{bmatrix}$$

Fuerzas con $Q = 1.6^*$ \Rightarrow

3.1.2 Excentricidades y Momentos Torsionantes por nivel.

* Por ser edificio irregular (Ref.(5)).

3.1.2.1 Cálculo de los centros de Torsión.

Si colocamos los ejes coordenados X y Y sobre los marcos 5 y A respectivamente y hacemos:

$$[d]_{x,y} = \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} [F_x] & [0] \\ [0] & [F_y] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [dx]_x & [dx]_y \\ [dy]_x & [dy]_y \end{bmatrix}$$

Obtenemos:

$$[d]_{x,y} = \begin{bmatrix} \begin{bmatrix} 0.00467 \\ 0.01214 \\ 0.01896 \\ 0.02401 \\ 0.02703 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \\ \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} 0.00467 \\ 0.01214 \\ 0.01896 \\ 0.02401 \\ 0.02703 \end{bmatrix} \end{bmatrix} \quad [\text{mts.}]$$

Haciendo:

$$[M_{ox}] = [K_{xo}] [dx]_x + [K_{yo}] [dy]_x$$

$$[M_{oy}] = [K_{xo}] [dx]_y + [K_{yo}] [dy]_y$$

De donde resulta:

$$\begin{aligned}
 [\text{Mox}] &= \begin{bmatrix} 713.56 \\ 1042.30 \\ 1312.57 \\ 1582.45 \\ 1566.36 \end{bmatrix} & [\text{Moy}] &= \begin{bmatrix} -412.25 \\ -1304.65 \\ -1982.61 \\ -2466.40 \\ -2651.31 \end{bmatrix} & [\text{Ton.m}]
 \end{aligned}$$

Las coordenadas de los centros de Torsión de nivel son:

$$X_{\text{TN}i} = \frac{\text{Moy}i}{\text{Fxi}} \quad ; \quad Y_{\text{TN}i} = - \frac{\text{Mox}i}{\text{Fyi}}$$

Por tanto tendremos:

Nivel	X_{TN} [mts.]	Y_{TN} [mts.]
5	8.91	15.09
4	9.38	14.62
3	9.56	14.44
2	10.66	13.34
1	15.21	8.79

Las "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo" del reglamento del D.F., exigen calcular el punto en cada entrepiso en el cual, al aplicar la fuerza cortante sísmica correspondiente, no se produzcan giros en la estructura, este punto, se calcula como el "centro de gravedad" de los centros de torsión de nivel obtenidos anteriormente, del nivel en cuestión hacia arriba.

Tenemos entonces:

Nivel	X_{T}	Y_{T}
5	8.91	15.09

Nivel	X_T	Y_T
4	9.23	14.77
3	9.39	14.61
2	9.87	14.13
1	11.37	12.63

3.1.2.2 Cálculo de los Momentos Torsionantes por Nivel.

Excentricidades de diseño: [mts.]

Sismo en X

Nivel	$e_s = y_{c.c.} - y_T$	0.1 b	e_{yI}	e_{yII}
5	-2.71	2.4	-6.46	-0.31
4	-2.23	2.4	-5.75	0.17
3	-2.01	2.4	-5.41	0.39
2	-1.51	2.4	-4.67	0.89
1	-0.01	2.4	-2.40	2.39

Sismo en Y

Nivel	$e_s = x_{c.c.} - x_T$	0.1 b	e_{xI}	e_{xII}
5	2.71	2.4	6.46	0.31
4	2.23	2.4	5.75	-0.17
3	2.01	2.4	5.41	-0.39
2	1.51	2.4	4.67	-0.89
1	0.01	2.4	2.40	-2.39

Los momentos Torsionantes son: [Ton.m]

Nivel	Sismo en X		Sismo en Y	
	M_{xI}	M_{xII}	M_{yI}	M_{yII}
5	1135.0	54.5	-1135.0	-54.5
4	1980.3	-58.5	-1980.3	58.5
3	2606.0	-187.9	-2606.0	187.9
2	2706.3	-515.8	-2706.3	515.8
1	1503.4	-1487.1	-1503.4	1497.1

3.1.3 Matriz de Rigidez del edificio.

Como en el capítulo anterior, el origen de los ejes coordenados con respecto a los cuales estarán referidos los desplazamientos y rigideces, coincidirá con el centro geométrico del edificio visto en planta.

Por tanto tenemos:

Marco	\emptyset	d
A	90°	-12 mts.
B	90°	-6 "
C	90°	0 "
D	90°	6 "
E	90°	12 "

Marco	\emptyset	d
1	0°	-12 mts.
2	0°	-6 "
3	0°	0 "
4	0°	6 "
5	0°	12 "

Los Momentos Torsionantes con respecto a los ejes coordenados seleccionados son:

Sismo en X

Nivel	M _{XI}	M _{XII}
5	1068.2	-12.3
4	722.7	-235.6
3	526.1	-229.0
2	30.0	-398.2
1	-1232.0	-1010.4

Sismo en Y

Nivel	M _{yI}	M _{YII}
5	1068.2	-12.3
4	722.7	-235.6
3	526.1	-229.0
2	30.0	-398.2
1	-1232.0	-1010.4

Por tanto, los vectores de fuerzas quedan de la siguiente manera:

$$\begin{matrix}
 \begin{bmatrix} 46.9 \\ 97.8 \\ 137.3 \\ 168.7 \\ 175.7 \\ \hline 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \hline -1232.0 \\ 30.0 \\ 526.1 \\ 722.7 \\ 1068.2 \end{bmatrix} &
 \begin{bmatrix} 46.9 \\ 97.8 \\ 137.3 \\ 168.7 \\ 175.7 \\ \hline 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \hline -1010.4 \\ -398.2 \\ -229.0 \\ -235.6 \\ -12.3 \end{bmatrix} &
 \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \hline 46.9 \\ 97.8 \\ 137.3 \\ 168.7 \\ 175.7 \\ \hline -1232.0 \\ 30.0 \\ 526.1 \\ 722.7 \\ 1068.2 \end{bmatrix} &
 \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \hline 46.9 \\ 97.8 \\ 137.3 \\ 168.7 \\ 175.7 \\ \hline -1010.4 \\ -398.2 \\ -229.0 \\ -235.6 \\ -12.3 \end{bmatrix}
 \end{matrix}$$

Con los cuales, se obtendrán los desplazamientos por planta del edificio en estudio.

Los momentos torsionantes presentados anteriormente se encuentran en [Ton.m] para ser congruentes con las fuerzas sísmicas.

Matriz de Rigidez del edificio: $[K_D]_B$

283747	-129119	17537	-2835	994	0	0	0	0	0	0	-146664	2518	18906	6516	544
	228680	-129300	16657	-947	0	0	0	0	0	0	25128	-139140	35640	23302	7621
		226256	-126813	14107	0	0	0	0	0	0	18906	35640	-136056	36756	31105
			209809	-98187	0	0	0	0	0	0	6516	23302	36756	-131628	63204
				84081	0	0	0	0	0	0	544	7621	31105	63204	-101532
					283747	-129119	17537	-2835	994	-146664	25128	18906	6516	544	
						228680	-129300	16657	-947	25128	-139140	35640	23303	7621	
							226253	-126813	14107	18906	35640	-136056	36756	31105	
								209809	-98187	6516	23303	36756	-131628	63204	
									84081	544	7621	31105	63204	-101532	
										42619536	-18894672	2298384	-486432	136569	
											34599600	-19046880	2118917	-227837	
												34213104	-18702144	1658131	
													31792032	-14897376	
															13326048

[SIMETRICA]

[Ton/m]

3.1.4 Fuerzas por marco y análisis estructural.

Las fuerzas en el marco j serán:

$$[F]_j = [K]_j [D]_j$$

donde:

$$[D]_j = [dx] \cos \theta_j + [dy] \operatorname{sen} \theta_j + [\theta] d_j$$

que es la expresión de donde obtenemos los desplazamientos por marco basandonos en el movimiento de cuerpo rígido que suponemos que tendrán las losas en cada nivel.

A continuación, se presentan las fuerzas sísmicas de algunos marcos:

Marco	Nivel	Sismo en X		Sismo en Y	
		e_I	e_{II}	e_I	e_{II}
1	1	26.84	21.03	27.50	21.69
	2	26.16	34.38	-2.15	6.06
	3	31.85	47.99	-17.95	-1.80
	4	37.73	58.56	-25.47	-4.63
	5	35.80	59.88	-35.47	-11.39
2	1	18.94	19.23	7.06	7.34
	2	15.49	17.98	-1.88	0.60
	3	18.29	21.04	-3.58	-0.84
	4	22.72	25.85	-3.65	-0.52
	5	21.33	24.25	-4.78	-1.85
	1	9.66	10.72	-2.23	-1.17
	2	17.10	16.56	-0.27	-0.81


Marco	Nivel	Sismo en X		Sismo en Y	
		e_I	e_{II}	e_I	e_{II}
3	3	23.67	21.90	1.78	0.02
	4	29.40	26.97	3.03	0.60
	5	30.43	27.39	4.32	1.28
4	1	0.37	2.21	-11.52	-9.67
	2	18.71	15.14	1.34	-2.22
	3	29.05	22.76	7.18	0.88
	4	36.08	28.09	9.71	1.72
	5	39.52	30.53	13.42	4.41
5	1	-8.92	-6.29	-20.81	-18.18
	2	20.32	13.73	2.95	-3.63
	3	34.43	23.62	12.56	1.74
	4	42.76	29.21	16.38	2.84
	5	48.62	33.65	22.52	7.55

Como anteriormente se propuso, para obtener las fuerzas sísmicas de los marcos perpendiculares a los presentados, basta con intercambiar el eje coordenado X por el Y y viceversa.

Tomando en cuenta las disposiciones del Reglamento del D.F. de 1987. como en el capítulo anterior, se obtuvieron las siguientes fuerzas de diseño:

Fuerzas de diseño que actúan en la dirección del sismo: [Ton.]

Nivel	A=1	B=2	C=3	D=4	E=5
5	56.5	26.7	31.7	43.6	55.4
4	57.4	25.7	30.3	39.0	47.7
3	47.5	20.8	24.2	31.2	38.2
2	36.2	16.3	17.0	19.1	21.2
1	27.5	21.4	9.0	-3.1	-15.2


 Cortante directo
 +
 Cortante por torsión

Fuerzas de diseño que actúan perpendicularmente a la dirección del sismo: [Ton.]

Nivel	A=1	B=2	C=3	D=4	E=5
5	6.6	24.2	13.5	25.3	37.1
4	13.5	7.2	11.9	20.5	29.2
3	12.6	5.5	8.9	15.9	22.9
2	16.4	6.0	4.9	7.0	9.1
1	28.0	13.1	0.7	-11.4	-23.5

Cortante por torsión.

Con las cuales, se procederá a efectuar el análisis estructural.

3.2 Análisis del edificio propuesto considerando que si existe agrietamiento en los muros confinados.

En este caso, utilizaremos también de la referencia (7), la expresión para obtener el ancho de la diagonal equivalente en compresión que toma en cuenta que el muro sufrió ya agrietamiento diagonal:

$$w_1 = (0.22 + 0.0085 L_a) h$$

donde: L_a = parametro adimensional
 h = altura de entrepiso
 w_1 = ancho de la diagonal equivalente.

De donde se obtuvo un área equivalente de:

$$A_d = 2297.4 \text{ cms}^2$$

Tomando en cuenta esta área, obtenemos la siguiente matriz de rigidez lateral para los marcos de colindancia:

$$[K'_D]' = \begin{bmatrix} 58904 & -26210 & 3158.9 & -672.3 & 208.1 \\ & 47836 & -26399.0 & 2926.6 & -287.7 \\ & & 47340.0 & -25889.0 & 2295.8 \\ & \text{(simétrica)} & & 43991.0 & -20639.0 \\ & & & & 18410.0 \end{bmatrix} \quad [\text{Ton/m}]$$

Donde se toma en consideración la rigidez del marco confinante mas la de los muros agrietados diagonalmente.

3.2.1 Excentricidades y Momentos Torsionantes por nivel.

3.2.1.1 Cálculo de los centros de Torsión.

Colocando los ejes coordenados X y Y sobre los marcos 5 y A respectivamente y haciendo:

$$[d]_{x,y} = \begin{bmatrix} [K_{xx}] & [K_{xy}] \\ [K_{yx}] & [K_{yy}] \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} [F_x] & [0] \\ [0] & [F_y] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [d_x]_x & [d_x]_y \\ [d_y]_x & [d_y]_y \end{bmatrix}$$

obtenemos:

$$[d_x]_x = \begin{bmatrix} 0.00528 \\ 0.01390 \\ 0.02184 \\ 0.02777 \\ 0.03134 \end{bmatrix} \quad [d_x]_y = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$[d_y]_x = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad [d_y]_y = \begin{bmatrix} 0.00528 \\ 0.01390 \\ 0.02184 \\ 0.02777 \\ 0.03134 \end{bmatrix} \quad [\text{mts.}]$$

Haciendo: $[Mox] = [Kxo] [d_x]_x + [Kyo] [d_y]_x$

$$[Moy] = [Kxo] [d_x]_y + [Kyo] [d_y]_y$$

obtenemos:

$$[Mox] = \begin{bmatrix} 650.76 \\ 1133.49 \\ 1508.91 \\ 1834.45 \\ 1868.47 \end{bmatrix} \quad [Moy] = \begin{bmatrix} -474.63 \\ -1213.70 \\ -1786.30 \\ -2215.00 \\ -2349.11 \end{bmatrix}$$

Las coordenadas de los centros de Torsión de nivel son:

$$X_{TN1} = \frac{Moy1}{Fxi} \quad ; \quad Y_{TN1} = - \frac{Mox1}{Fyi}$$

Por tanto tenemos:

Nivel	X_{TN1}	Y_{TN1}
5	10.63	13.37
4	10.87	13.13
3	10.99	13.01
2	11.59	12.41
1	13.88	10.12

El punto en cada entrepiso en el cual, al aplicar la fuerza cortante sísmica no se produce rotación alguna es:

Nivel	X_T	Y_T	
5	10.63	13.37	
4	10.75	13.25	
3	10.82	13.18	[mts.]
2	10.95	13.05	
1	11.17	12.83	

3.2.1.2 Cálculo de los Momentos Torsionantes por Nivel.

Excentricidades de Diseño:

Sismo en X

Nivel	$e_s = y_{c.c.} - y_T$	0.1 b	e_{yI}	e_{yII}
5	-0.99	2.4	-3.89	1.41
4	-0.71	2.4	-3.47	1.69
3	-0.58	2.4	-3.27	1.82
2	-0.43	2.4	-3.05	1.97
1	-0.21	2.4	-2.72	2.19

Sismo en Y

Nivel	$e_s = x_{c.c.} - x_T$	0.1 b	e_{xI}	e_{xII}
5	0.99	2.4	3.89	-1.41
4	0.71	2.4	3.47	-1.69
3	0.58	2.4	3.27	-1.82
2	0.43	2.4	3.05	-1.97
1	0.21	2.4	2.72	-2.19

Los momentos de diseño son: [Ton.m]

Nivel	M_{xI}	M_{xII}
5	-550.8	199.7
4	-957.0	466.1
3	-1266.1	704.7
2	-1414.6	913.7
1	-1364.6	1098.7

Nivel	M_{yI}	M_{yII}
5	550.8	-199.7
4	957.0	-466.1
3	1266.1	-704.7
2	1414.6	-913.7
1	1364.6	-1098.7

3.2.2 Matriz de Rigidez del edificio.

Colocando los ejes coordenados en la misma posición que los casos anteriores, tenemos:

Marco	\emptyset	d
A	90°	-12 mts.
B	90°	-6 "
C	90°	0 "
D	90°	6 "
E	90°	12 "

Marco	\emptyset	d
1	0°	-12 mts.
2	0°	-6 "
3	0°	0 "
4	0°	6 "
5	0°	12 "

Los Momentos Torsionantes con respecto a los ejes seleccionados son:

Sismo en X

Nivel	M _{xI}	M _{xII}
5	497.0	-253.5
4	308.3	-364.3
3	228.5	-319.2
2	93.2	-264.3
1	-73.5	-208.5

Sismo en Y

Nivel	M _{yI}	M _{yII}
5	497.0	-253.5
4	308.3	-364.3
3	228.5	-319.2
2	93.2	-264.3
1	-73.5	-208.5

Y, los vectores de Fuerzas son por tanto:

$$\begin{matrix}
 [F_{xI}] = & \begin{bmatrix} 37.9 \\ 76.6 \\ 111.4 \\ 134.2 \\ 141.6 \\ \hline 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \hline -73.5 \\ 93.2 \\ 228.4 \\ 308.3 \\ 497.0 \end{bmatrix} & [F_{xII}] = & \begin{bmatrix} 37.9 \\ 76.6 \\ 111.4 \\ 134.2 \\ 141.6 \\ \hline 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \hline -208.5 \\ -264.3 \\ -319.2 \\ -364.3 \\ -253.5 \end{bmatrix} & [F_{yI}] = & \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \hline 37.9 \\ 76.6 \\ 111.4 \\ 134.2 \\ 141.6 \\ \hline -73.5 \\ 93.2 \\ 228.5 \\ 308.3 \\ 497.0 \end{bmatrix} & [F_{yII}] = & \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ \hline 37.9 \\ 76.6 \\ 111.4 \\ 134.2 \\ 141.6 \\ \hline -208.5 \\ -264.3 \\ -319.2 \\ -364.3 \\ -253.5 \end{bmatrix}
 \end{matrix}$$

3.2.3 Desplazamientos, Fuerzas por marco y Análisis Estructural

Matriz de Rigidez del edificio: $[K_D]_B$

276124	-127830	18449	2506	1039	0	0	0	0	0	-55188	9660	7962	2567	-4
	221504	-127463	17805	-537	0	0	0	0	0	9660	-53028	13596	9517	2705
		219272	-124889	15655	0	0	0	0	0	7962	13596	-52284	13668	12528
			203063	-94975	0	0	0	0	0	2567	9517	13668	-50676	24660
				78906	0	0	0	0	0	-4	2705	12528	24660	-39432
					276124	-127830	18449	-2506	1039	-55188	9660	7962	2567	-4
						221504	-127463	17805	-537	9660	-53028	13596	9517	2704
							219272	-124889	15655	7962	13596	-52284	13668	12528
								203063	-94975	2567	9517	13668	-50676	24660
									78906	-4	2704	12528	24660	-39432
										40424112	-18523440	2561040	-391659	149711
											32532912	-18517824	2449771	-109837
												32202576	-18148032	2103984
													29849184	-13972320
														11835648

[SIMETRICA]

[Ton/m]

Se obtuvieron los desplazamientos de la estructura resolviendo los sistemas de ecuaciones:

$$[d_{xI}, d_{xII}, d_{yI}, d_{yII}] = [K]_{ed}^{-1} [F_{xI}, F_{xII}, F_{yI}, F_{yII}]$$

Posteriormente, se calcularon los desplazamientos por marco por medio de la expresión:

$$[D]_j = [d_x] \cos \theta_j + [d_y] \sin \theta_j + [\theta] d_j$$

Los que multiplicados por la matriz de rigidez lateral del marco correspondiente arrojan como resultado las siguientes fuerzas sísmicas por marco: [Ton.]

Marco	Nivel	Sismo en X		Sismo en Y	
		e _I	e _{II}	e _I	e _{II}
1	1	6.0	7.13	3.12	4.25
	2	15.56	21.90	-1.88	4.49
	3	22.99	33.83	-6.69	4.10
	4	28.32	40.87	-8.66	3.89
	5	27.56	42.54	-13.63	1.37
2	1	9.15	10.97	0.38	2.21
	2	13.85	16.42	-0.95	1.64
	3	18.23	21.68	-2.19	1.22
	4	21.90	25.49	-2.40	1.20
	5	21.24	25.28	-3.87	0.17
3	1	8.36	8.80	-0.40	0.03
	2	14.81	14.58	0.01	-0.20
	3	20.80	20.18	0.39	-0.28
	4	24.94	24.04	0.64	-0.25
	5	26.09	24.94	0.97	-0.17

Marco	Nivel	Sismo en X		Sismo en Y	
		e_I	e_{II}	e_I	e_{II}
4	1	7.57	6.62	-1.19	-2.14
	2	15.76	12.74	0.96	-2.04
	3	23.28	18.68	2.96	-1.78
	4	27.98	22.58	3.69	-1.71
	5	30.94	24.60	5.92	-0.51
5	1	6.78	4.45	-1.98	-4.32
	2	16.72	10.90	1.92	-3.88
	3	25.95	17.18	5.54	-3.28
	4	31.03	21.12	6.73	-3.17
	5	35.78	24.26	10.67	-0.85

Al igual que en el capítulo anterior, tomando en cuenta las disposiciones de la referencia (5), obtenemos las siguientes fuerzas sísmicas de diseño:

Fuerzas de diseño que actúan en la dirección del sismo: [Ton.]

Nivel	A=1	B=2	C=3	D=4	E=5	
5	43.91	25.33	26.38	32.69	38.98	
4	42.04	25.85	25.13	29.09	33.05	Cortante directo
3	35.06	22.05	25.13	29.09	33.05	+
2	23.25	16.91	14.81	16.05	17.30	Cortante por torsión
1	8.41	11.63	8.24	7.21	6.19	

Fuerzas de diseño que actúan perpendicularmente a la dirección del sismo: [Ton.]

Nivel	A=1	B=2	C=3	D=4	E=5
5	14.13	7.75	8.80	15.10	21.40
4	16.15	8.85	8.12	12.08	16.04
3	14.25	7.72	6.63	9.97	13.33
2	11.06	6.57	4.45	5.69	6.94
1	6.39	5.50	2.11	1.08	0.05

Cortante por
Torsión.

Con las que se efectuará el correspondiente análisis estructural.

C A P I T U L O I V

COMPARACION DE RESULTADOS Y COMENTARIOS FINALES

4.1 Comparación del cambio de posición de los centros de torsión.

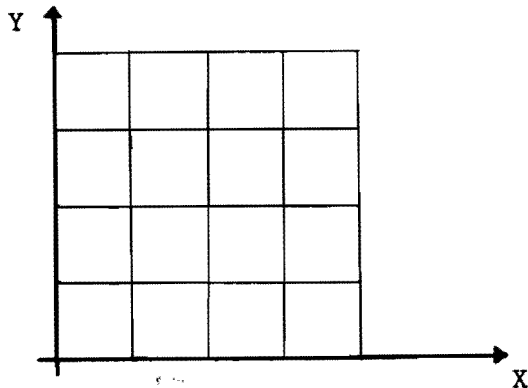
Por facilidad, a lo largo de este capítulo haremos la siguiente distinción:

Edificio A = edificio con los muros de colindancia desligados de la estructura.

Edificio B = edificio con los muros de colindancia ligados a la estructura y sin agrietamiento diagonal de estos.

Edificio B' = edificio con los muros de colindancia ligados a la estructura y con agrietamiento diagonal de estos.

La posición de los centros de torsión para los tres casos con respecto a los ejes coordenados indicados en la figura son:



Coordenadas en Y: [mts.]

Nivel	Edificio A	Edificio B	Edificio B'
5	12.0	15.1	13.4
4	12.0	14.8	13.3
3	12.0	14.6	13.2
2	12.0	14.1	13.1
1	12.0	12.6	12.8

Las excentricidades son: $(y_{c.c.} - y_T)$; [mts.]

Nivel	Edificio A	Edificio B	Edificio B'
5	-0.38	2.71	0.99
4	-0.55	2.23	0.71
3	-0.60	2.01	0.58
2	-0.62	1.51	0.43
1	-0.62	0.01	0.21

Las excentricidades indicadas, resultaron de la diferencia en posición de la fuerza cortante y el centro de torsión. El signo negativo en la columna correspondiente al Edificio A, nos indica que el centro de torsión se encuentra del lado contrario a la fuerza cortante con respecto a los otros dos casos.

Puede observarse, que a pesar del agrietamiento diagonal, el corrimiento del centro de torsión del Edificio B' con respecto al A es en promedio de mas de un metro de longitud, y va siendo mas importante conforme subimos en elevación llegando a tener una diferencia de 1.4 mts.

En cuanto al Edificio B, en el nivel superior llegaron a tenerse

excentricidades de casi tres metros de longitud, o sea, mas de siete veces la excentricidad del Edificio A, en ese nivel. En promedio, se tuvo un corrimiento del centro de torsión para todos los niveles de - mas de dos metros de longitud.

Las excentricidades que el Reglamento del D.F. de 1987 exige se tomen en cuenta, y con las cuales se efectuó el análisis de los tres edificios son:

$$a) e_I = 1.5 e_s + 0.1 b \quad ; \quad b) e_{II} = e_s - 0.1 b$$

Nivel	Edificio A		Edificio B		Edificio B'	
	e_I	e_{II}	e_I	e_{II}	e_I	e_{II}
5	-2.97	2.02	6.46	0.31	3.89	-1.41
4	-3.23	1.85	5.75	-0.17	3.47	-1.69
3	-3.30	1.80	5.41	-0.39	3.27	-1.82
2	-3.33	1.78	4.67	-0.89	3.05	-1.97
1	-3.33	1.78	2.40	-2.39	2.72	-2.19

En la tabla anterior, se puede notar el fuerte incremento de las excentricidades para el Edificio A al aplicar las expresiones que exige el reglamento, lo cual, hace que las diferencias con los otros dos casos sean menos graves.

4.2 Comparación de Fuerzas Sísmicas.

Para obtener las fuerzas cortantes sísmicas justo antes que comience el agrietamiento de los muros de colindancia cuando estos están ligados

a la estructura, se procederá de la siguiente manera:

- La resistencia última a fuerza cortante de un muro confinado por trabes y columnas es: (segun referencia (8)).

$$V_M = F_R (0.85) (v^*) A_T$$

donde: F_R = factor de reducción de resistencia = 0.6

v^* = resistencia al cortante de la mamposteria = $3.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

A_T = área transversal del muro.

Por tanto, considerando los cuatro muros de un entrepiso tenemos:

$$V_{MT} = [0.6(0.85)(3.5)(535)(15)(1 \times 10^3)] 4 = 52.1 \text{ Ton.}$$

que es la fuerza cortante con la cual se agrietarian diagonalmente los muros del primer entrepiso.

- Como una parte de la fuerza cortante actuante en el primer entrepiso es resistida tambien por las columnas, efectuando un análisis estructural del marco con muros se encontró, que del cortante total, el 59% era resistido por las columnas y el 41% restante por los muros.

Por tanto, si ese 41% lo hacemos igual a V_{MT} , podemos obtener el cortante total que actua en ese entrepiso, obteniendo un valor de:

$$V_B = 126.8 \text{ Ton.}$$

- Entonces, de aquí que podamos encontrar un factor (f) para corregir las fuerzas encontradas para el Edificio B de manera -- que estas sean con las que comienza el agrietamiento diagonal de los muros de colindancia:

haciendo:
$$f = \frac{126.8}{V'} = \frac{126.8}{225.1} = 0.56$$

donde, V' es el cortante sísmico obtenido ignorando el agrietamiento diagonal de los muros y utilizando el espectro de diseño del Reglamento del D.F. (Ref (5)).

De aquí, que de ahora en adelante, las fuerzas y elementos mecánicos del Edificio B, son los que se presentan aproximadamente antes del agrietamiento diagonal de los muros de colindancia.

A continuación, se presentan comparaciones de fuerzas cortantes sísmicas para los tres casos que nos ocupan:

Fuerzas que actúan paralelas a la dirección del sismo (Los Edificios A y B' están afectados por Q=2):

Marco 5 = Marco E

Nivel	A	B	B'
5	29.7	31.0	38.98
4	57.3	57.8	72.0
3	80.6	79.1	99.6
2	96.2	91.0	116.9
1	104.4	82.5	123.1

Marco 4 = Marco D

Nivel	A	B	B'
5	29.1	24.4	32.7
4	56.2	46.3	61.8
3	79.1	63.7	86.1
2	94.4	74.4	102.1
1	102.4	72.7	109.3

Marco 3 = Marco C

Nivel	A	B	B'
5	28.4	17.8	26.4
4	55.0	34.7	51.5
3	77.5	48.3	72.4
2	92.5	57.8	87.2
1	100.4	62.8	95.5

Marco 2 = Marco B

Nivel	A	B	B'
5	29.4	15.0	25.3
4	57.1	29.3	51.2
3	80.5	41.0	73.2
2	96.1	50.1	90.1
1	104.3	62.1	101.8

Marco 1 = Marco A

Nivel	A	B	B'
5	30.3	31.6	43.9
4	59.0	63.8	86.0
3	83.2	90.4	121.0
2	99.6	110.6	144.5
1	108.1	126.1	152.9

Fuerzas que actúan perpendicularmente a la dirección del sismo -
(Los Edificios A y B' están afectados por $Q=2$):

Marco 5 = Marco E

Nivel	A	B	B'
5	9.8	20.8	21.4
4	18.8	37.1	37.4
3	26.4	50.0	50.8
2	31.5	55.0	57.7
1	34.2	41.9	57.8



Marco 4 = Marco D

Nivel	A	B	B'
5	9.2	14.2	15.1
4	17.7	25.6	27.2
3	24.9	34.6	37.2
2	29.7	38.5	42.8
1	32.2	32.1	43.9

Marco 3 = Marco C

Nivel	A	B	B'
5	8.5	7.6	8.8
4	16.5	44.2	16.9
3	23.3	19.2	23.6
2	27.8	22.0	28.0
1	30.2	22.3	30.1

Marco 2 = Marco B

Nivel	A	B	B'
5	9.4	13.6	7.8
4	18.4	17.6	16.6
3	26.0	20.7	24.3
2	31.1	24.0	30.9
1	33.7	31.4	36.4

Marco 1 = Marco A

Nivel	A	B	B'
5	10.4	3.7	14.1
4	20.4	11.3	30.3
3	28.8	18.3	44.5
2	34.5	27.5	55.6
1	37.4	43.2	62.0

Puede observarse en las tablas anteriores, el notable incremento del cortante sísmico del Edificio B' con respecto al Edificio A en los marcos A, 1, 5 y E (marcos de colindancia y de fachada), sobre todo, - en cuanto al proveniente de los efectos de torsión únicamente (fuerzas que actúan perpendiculares a la dirección del sismo), llegando a ser - de hasta un 69% en la base del marco E y 65% del de A.

Es también relevante el que las fuerzas cortantes del Edificio B para los mismos marcos, sean prácticamente iguales o superiores a las del Edificio A a pesar de que para este último se utilizó una aceleración de diseño mucho mayor (casi el doble) que para el Edificio B.

La razón por la cual los marcos más afectados sean los de colindancia y fachada, se debe, tanto a la superior rigidez de los primeros, como a la distancia de los segundos al centro de torsión, lo que provoca el mencionado incremento de fuerzas sísmicas.

En cuanto a las fuerzas que actúan en la dirección del sismo, en los marcos de fachada, el incremento promedio de las fuerzas del Edificio B' con respecto al A es de 20%, y de 40% en los marcos de colindancia.

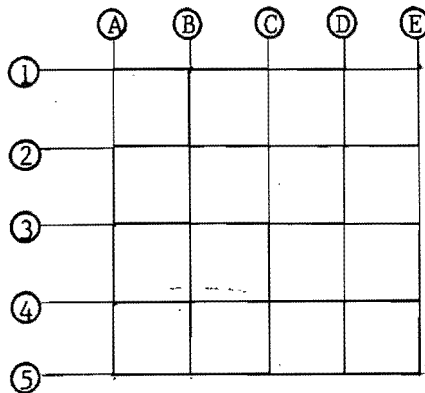
Todas estas fuerzas incluyen desde luego el efecto simultáneo de las fuerzas sísmicas que actúan perpendicularmente a la dirección del sismo (Ref. (5)).

A continuación, compararemos los elementos mecánicos de algunos de los elementos estructurales para los 3 casos.

4.3 Comparación de elementos mecánicos.

4.3.1 Elementos mecánicos en trabes.

A continuación, se presentan los elementos mecánicos para algunas trabes, obtenidos de un análisis estructural que toma en cuenta, deformaciones por flexión, cortante y por fuerzas axiales.



Trabe Marco 5 ; 1^{er} Nivel.

Momentos provocados por carga vertical mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.m]

Edificio A	-25.8	-32.2	-22.9	-30.9	-30.9	-30.9	-30.9	-32.8
Edificio B	-22.8	-28.9	-19.8	-28.0	-28.0	-28.0	-20.5	-29.6
Edificio B'	-31.7	-37.8	-28.3	-36.6	-28.4	-36.6	-29.2	-38.8

Fuerzas cortantes provocadas por carga vertical mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.]

Edificio A	-5.6	13.7	-4.9	13.1	-4.9	13.1	-5.4	13.5
Edificio B	-4.5	12.6	-3.9	12.1	-3.9	12.1	-4.3	12.4
Edificio B'	-7.5	15.6	-6.7	14.9	-6.7	14.9	-7.3	15.4

Trabe Marco 5 ; 2^o Nivel.

Momentos provocados por carga vertical mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.m]

Edificio A	-28.3	-34.8	-25.9	-34.1	-25.8	-33.9	-26.5	-35.8
Edificio B	-27.0	-33.5	-24.4	-32.5	-24.2	-32.3	-24.8	-34.8
Edificio B'	-35.6	-41.7	-32.6	-40.8	-32.4	-40.6	-33.3	-42.9

Fuerzas cortantes provocadas por carga vertical mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.]

Edificio A	-6.4	14.9	-5.9	14.1	-5.8	14.0	-6.3	14.5
Edificio B	-6.0	14.2	-5.4	13.6	-5.3	13.5	-5.7	13.9
Edificio B'	-8.8	17.0	-8.1	16.3	-8.1	16.3	-8.6	16.8

Trabe Marco 5 ; 5^o Nivel.

Momentos fléxionantes provocados por carga vertical mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.m]

Edificio A	-6.3	-12.9	-5.1	-12.9	-5.1	-12.9	-5.4	-13.7
Edificio B	-6.6	-13.1	-5.3	-13.1	-5.2	-13.0	-5.6	-13.9
Edificio B'	-9.3	-15.5	-7.7	-15.4	-7.6	-15.4	-7.9	-16.4

Fuerzas Cortantes provocadas por carga vertical mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.]

Edificio A	0.7	7.1	0.9	6.9	0.9	6.9	0.7	7.1
Edificio B	0.6	7.2	0.8	7.0	0.9	6.9	0.6	7.2
Edificio B'	-0.8	8.6	0.0	7.8	0.1	7.7	-0.2	8.0

Trabe Marco 1 ; 1^{er} Nivel.

Momentos flexionantes provocados por carga vertical mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.m]

Edificio A	-25.0	-35.1	-21.9	-33.9	-21.8	-33.7	-22.5	-35.7
Edificio B	-10.4	-21.2	-8.8	-20.8	-8.9	-20.9	-9.4	-22.0
Edificio B'	-25.0	-35.1	-22.1	-34.2	-22.2	-34.2	-23.0	-36.3

Fuerzas cortantes provocadas por carga vertical mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.]

Edificio A	-3.9	16.0	-3.3	15.3	-3.3	15.3	-3.7	15.8
Edificio B	0.8	11.3	1.1	10.9	1.0	11.0	0.8	11.3
Edificio C	-3.9	16.0	-3.4	15.4	-3.4	15.4	-3.9	16.0

Trabe Marco 1 ; 2^o Nivel.

Momentos flexionantes provocados por carga vertical mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.m]

Edificio A	-27.8	-37.7	-25.0	-37.0	-24.9	-36.8	-25.6	-38.8
Edificio B	-8.9	-20.0	-7.9	-19.8	-7.8	-19.7	-7.8	-20.1
Edificio B'	-25.9	-36.1	-23.5	-35.4	-23.3	-35.2	-23.7	-36.8

(Fuerzas cortantes provocadas por carga vertical mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.]

Edificio A	-4.9	16.9	-4.3	16.3	-4.3	16.3	-4.7	16.7
Edificio B	1.2	10.8	1.4	10.6	1.4	10.6	1.4	10.6
Edificio B'	-4.3	16.3	-3.8	15.8	-3.8	15.8	-4.1	16.1

Trabe Marco 1 ; 5^o Nivel.

Momentos flexionantes provocados por cargas verticales mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.m]

Edificio A	-6.5	-13.0	-5.4	-13.1	-5.3	-13.0	-5.4	-13.6
Edificio B	0.1	-6.9	0.4	-7.3	0.7	-7.1	1.1	-6.6
Edificio B'	-5.0	-11.6	-4.3	-11.9	-4.1	-11.8	-3.6	-11.7

Fuerzas cortantes provocadas por carga vertical mas sismo de izquierda a derecha: [Ton.]

Edificio A	0.7	7.1	0.8	7.0	0.8	7.0	0.7	7.1
Edificio B	2.8	5.0	2.8	5.0	2.8	5.0	2.9	4.9
Edificio B'	1.2	6.6	1.2	6.6	1.2	6.6	1.3	6.5

Con respecto a los elementos mecánicos en trabes, se puede ver que:

- Los momentos flexionantes máximos, se presentan en el segundo nivel de todos los marcos, para los tres casos.
- Para los marcos de fachada (5 y E), los momentos flexionantes del Edificio B' son en promedio, 20% mayores a los del Edificio A para todos los niveles.
- En todos los niveles de los marcos de fachada, los momentos flexionantes del Edificio B son practicamente iguales a los del Edificio A.
- La máxima diferencia en momentos flexionantes se encuentra en los marcos de fachada (5 y E) entre los Edificios B' y A, siendo el momento máximo del primero 26% mayor al del segundo.
- Con respecto a las fuerzas cortantes, en los marcos de fachada, llegan a existir diferencias de hasta 35% del Edificio B' con respecto al Edificio A, siendo las de este último siempre menores.
- Se puede notar tambien, que los efectos nocivos de la iteracción de los muros de colindancia con la estructura, son menores conforme subimos en elevación.

4.3.2 Elementos mecánicos en columnas.

A continuación, se presentan los elementos mecánicos en algunas columnas para los 3 casos que nos ocupan (incluyen los producidos por carga vertical):

Columnas 1^{er} Nivel.

Columna E-5 (sismo en X).		
Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columna B-5 (sismo en X)		
Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columna A-5 (sismo en Y)

Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columna D-4 (sismo en X)

Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columna A-1 (sismo en Y).

Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columnas 2^o Nivel.

Columna E-5 (sismo en X)		
Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columna B-5 (sismo en X)		
Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columna A-5 (sismo en Y).		
Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columna D-4 (sismo en X).

Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columna D-5 (sismo en X).

Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columna A-1 (sismo en Y).

Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columnas 5^o Nivel

Columna E-5 (sismo en X).		
Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columna E-1 (sismo en X).		
Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Columna A-1 (sismo en Y).		
Edificio A	Edificio B	Edificio B'

Con respecto a los elementos mecánicos en columnas, en general, es posible notar:

- Para todas las columnas de los primeros dos niveles, la diferencia entre los elementos mecánicos del Edificio B con respecto al Edificio A, es insignificante.
- Para los momentos flexionantes provocados por fuerzas sísmicas paralelas a la dirección del sismo, se puede ver que, los del Edificio B' son, en general, 20% mayores a los del Edificio A.
- Los momentos flexionantes provocados por fuerzas sísmicas perpendiculares a la dirección del sismo, para el Edificio B', son en general, 100% mayores a los del Edificio A en los dos primeros niveles.
- No existen diferencias significativas en cuanto a los elementos mecánicos de las columnas del 5^o nivel para cualquiera de los tres casos.
- Las columnas del Edificio B' que se encuentran en condiciones - mas desfavorables con respecto a las del Edificio A, son las del 2^o Nivel, específicamente, las que se encuentran en la intersección de los marcos de fachada (columna E-5), así como las que se encuentran en el cruce de los marcos de colindancia con los de fachada (A-5). Es notorio también, el cambio de elementos mecánicos para la columna D-5 (cruce de eje de fachada con eje interior).
- En cuanto al incremento en cargas axiales, es notable en la columna A-5 del 2^o Nivel.

4.4 Comparación de desplazamientos laterales.

Desplazamientos laterales en marcos. (relativos). [cms.]

Marco	Nivel	Edificio A	Edificio B	Edificio B'
E	1	1.0	0.4	1.2
	2	1.6	0.7	2.0
	5	0.6	0.3	0.8
D	1	1.0	0.3	1.0
	2	1.6	0.6	1.6
	5	0.6	0.3	0.8
B	1	1.0	0.3	1.0
	2	1.6	0.4	1.6
	5	0.6	0.2	0.6
A	1	1.0	0.3	1.0
	2	1.6	0.4	1.6
	5	0.6	0.1	0.6



DEPMI

Con respecto al caso B, estos son los desplazamientos aproximadamente justo antes del agrietamiento diagonal de los muros de colindancia.

Se puede notar también, que las máximas diferencias, se encuentran en los marcos de fachada sin llegar a ser muy significativas (la diferencia máxima entre el Edificio B' y el A es de 30%). Además, el máximo desplazamiento relativo (Edificio B') dividido entre la altura de entrepiso (3.1 mts.) da como resultado: 0.006; por lo que, se cumple con las disposiciones del Reglamento (Ref. (5)) en cuanto a desplazamientos laterales.

4.5 Comentarios finales.

Con base en los resultados obtenidos, es conveniente recalcar tres hechos relevantes para este caso en particular:

- Las fuerzas sísmicas y elementos mecánicos del caso B, son siempre muy similares a los del Edificio A, sobre todo para los marcos de colindancia y de fachada, lo cual quiere decir, que mientras no se agrieten los muros de colindancia, se comenzarán a formar articulaciones plásticas en la estructura para aceleraciones sísmicas mucho menores a las de diseño.
 - Las fuerzas sísmicas y elementos mecánicos del caso B' para los marcos paralelos a la dirección del sismo, son en general 20% mayores a los del caso A.
 - Las fuerzas sísmicas y elementos mecánicos del caso B' para los marcos perpendiculares a la dirección del sismo, son en general 80% mayores a los del caso A.
-

C O N C L U S I O N E S .

Un marco estructural de concreto reforzado a base de trabes y columnas que confinan muros de tabique, presenta tres etapas de comportamiento ante cargas sísmicas (Ref.(7)):

- Ante cargas bajas, el sistema se comporta como una viga en voladizo.
- Ante cargas de aproximadamente el 50 a 70% de la capacidad última de la mampostería, ocurre una separación en parte de la zona de contacto entre muro y marco, trabajando el primero como una diagonal en compresión.
- El muro sufre agrietamiento diagonal, sin embargo, conserva cierta rigidez adicional hasta llegar a la falla por la interacción con el marco.

En el presente trabajo, se analizó un edificio con muros de colindancia ligados a la estructura obteniendo fuerzas sísmicas, elementos mecánicos y desplazamientos, para las dos últimas etapas de comportamiento mencionado, efectuando posteriormente comparaciones con el análisis del mismo edificio, pero con los muros de colindancia desligados de la estructura.

En resumen, se estudiaron tres casos:

Caso A: Edificio con los muros de colindancia desligados de la estructura.

Caso B: Edificio con los muros de colindancia ligados a la estruc

tura, aproximadamente justo antes del agrietamiento diagonal en estos.

Caso B': Edificio con los muros de colindancia ligados a la estructura y con agrietamiento diagonal de todos ellos.

Para los tres casos, se obtuvieron las fuerzas sísmicas mediante el método de "Análisis Modal Espectral", utilizando los espectros de diseño que marca el Reglamento del D.F. de 1987 (Ref. (5)). El cálculo de las fuerzas por torsión y la distribución de estas a cada uno de los marcos, se realizó considerando la estructura completa con tres grados de libertad por nivel.

Se adoptaron, como hipótesis, que las losas presentan una rigidez infinita en su plano así como que los marcos carecen de ella ante fuerzas perpendiculares a su plano.

Los muros de colindancia ligados a la estructura, se simularon -- como una diagonal equivalente trabajando en compresión, obteniendo un área de las expresiones de la referencia (7).

En consecuencia, con los datos obtenidos para los tres casos, podemos concluir:

- La gran rigidez que le aportan los muros de colindancia a los marcos que los confinan antes de que estos, se agrieten diagonalmente, provoca que muchos elementos estructurales incurrieren en el rango inelástico para aceleraciones sísmicas mucho menores a las de diseño. Este problema, se vería notablemente agravado entre mas resistencia al corte tuvieran los muros.
- A pesar del agrietamiento diagonal de los muros, los marcos -

confinantes, conservan cierta rigidez adicional, por lo que - las fuerzas debidas a la torsión, no dejan de ser significativas, sobre todo para las columnas.

- Los elementos estructurales mas seriamente afectados por la - interacción de los muros de colindancia, son las columnas, -- existiendo para muchas, incrementos en su elementos mecánicos de hasta un 100% a pesar del agrietamiento diagonal de los muros.
- Es notorio, el incremento de las fuerzas axiales de tensión - para algunas columnas, lo cual las hace mas vulnerables a fallas por tensión diagonal.
- A causa tambien, de la interacción de los muros, se incremen- ta la demanda de ductilidad de la estructura en general, ya - que muchos de los elementos mecánicos aumentan en magnitud.
- Es preciso hacer notar, que se tomó como suposición que todos los muros confinados se agrietarán diagonalmente a un mismo - tiempo, lo cual, sería lo mas "benéfico" para la estructura, sin embargo, como seguramente esto no ocurrirá en un caso --- real, el comportamiento de la estructura puede ser, o igual, o mucho peor al presentado.
- El problema tambien se podria agravar notablemente si se viola alguno o algunos de los requisitos de estructuración sismo-re- sistente presentados en el Capítulo I, como por ejemplo, el tener plantas alargadas, irregularidades en elevación, etc.

Por lo anteriormente dicho, la estructura construida con los muros de colinancia ligados a esta, presenta un comportamiento totalmente dis-

tinto al predicho por el cálculo estructural de la misma pero con los muros desligados, pudiendo sin lugar a dudar, ser esta la causa, por si sola, de daño estructural severo, y si la ductilidad disponible no es suficiente, hasta de colapso parcial o total.

Por tanto, es indispensable evitar el que los muros de colindancia interactuen con la estructura ante movimientos sísmicos, desligandolos debidamente de esta en el proceso de construcción. Existen para este propósito muy diversos procedimientos como los descritos en las referencias (1), (2), (3), (7), etc., así como dejar muy claro en cada uno de los planos estructurales la separación necesaria y el material a emplear en la unión (generalmente se utilizan materiales muy deformables). También, es conveniente el asegurarse que los muros tengan suficiente resistencia al volteo, pues en el momento de desligarlos de la estructura tienden a ser vulnerables ante esta situación.

REFERENCIAS.

- 1) Bazan Z. Enrique, Meli P. Roberto. "Manual de Diseño Sísmico de Edificios". Ed. Limusa. 1^a Edición. México 1985. 241p.p.
- 2) Meli P. Roberto "Diseño Estructural" Ed. Limusa. 1^a Edición. México 1985. 582 p.p.
- 3) "Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos" Editor: Emilio Rosenblueth. IMCYC. México 1982. 420 p.p.
- 4) Park R., Paulay T. "Estructuras de Concreto Reforzado" Ed. Limusa México 1978. 796 p.p.
- 5) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo" Departamento del D.F. Gaceta Oficial. 5 de Nov. de 1987.
- 6) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" Departamento del D.F. Gaceta oficial del 26 de Nov. de 1987.
- 7) Bazan Z. Tarcicio E. "Muros de Mampostería ante Cargas Laterales" Tesis Doctoral. U.N.A.M. 1981.
- 8) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería" Instituto de Ingeniería. No. 403. Julio de 1977.
- 9) Rosenblueth Emilio, Esteva Luis. "Folleto complementario Diseño Sísmico de Edificios" . Ediciones Ingeniería. México 1982.
- 10) Damy Rios Julio "Apuntes de la Materia Tópicos Estructurales impartida en la D.E.P.F.I., U.N.A.M." Mayo-Octubre de 1988.