

L  
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ARAGON"

**ESTUDIO DE ALTERNATIVAS  
PARA LA REESTRUCTURACION DE UN  
EDIFICIO DAÑADO POR SISMO**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

RICARDO EUGENIO ARREDONDO ORTIZ

**FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## P R E F A C I O

Llegará una época en la que una investigación diligente y prolongada sacará a la luz cosas que hoy están ocultas. La vida de una sola persona, aunque estuviera toda ella dedicada al cielo, sería insuficiente para investigar una materia tan vasta ... Por lo tanto este conocimiento sólo se podrá desarrollar a lo largo de sucesivas edades. Llegará una época en la que nuestros descendientes se asombrarán de que ignoráramos cosas que para ellos son tan claras... Muchos son los descubrimientos reservados para las épocas futuras, cuando se haya borrado el recuerdo de nosotros. Nuestro universo sería una cosa muy limitada si no ofreciera a cada época algo que investigar... La naturaleza no revela sus misterios de una vez para siempre.

Séneca, "Cuestiones naturales"  
Libro 7, siglo primero.

"Con lo mejor de tus riquezas adquiere la sabiduría, con todo lo que posees compra la inteligencia."

Proverbios 4-7.

"Que fácil es mirar el horizonte cuando uno se para en hombros de gigantes", diría un célebre personaje del siglo XVII. Muchas personas han contribuido de diversas formas al desarrollo de esta tesis y sería difícil recordarlos y ennumerarlos debidamente a todos. Sin embargo, deseo rendir un reconocimiento a las escuelas e instituciones que me han formado, tanto en provincia como en la capital, así como a las personas que han influido en mi vida aún sin saberlo.

Debo manifestar el gran apoyo que me brindó la Dirección General de Proyectos, Servicios Técnicos y Concesiones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, al permitirme participar en los estudios que se realizaron en torno a este edificio.

Estoy en deuda con el Ing. Miguel Arturo Barousse Moreno por sus atinadas indicaciones para la alimentación de la información en computadora y por el interés puesto en la adaptación y mejoramiento de los programas ocupados. También le agradezco a mi compañero y amigo, el Ing. Angel Montes Arellano, su valioso apoyo en el procesamiento de algunos datos en computadora y por haberme ayudado a detectar las escurridizas erratas del mecanografiado. Debo confesar además, que la presentación y calidad de esta tesis son obra de la paciencia y dedicación de la señorita María Eliza Gómez Aranda a quien le agradezco el haber accedido transcribir los borradores y el esmero y la premura con que lo hizo. Por su desinteresado esfuerzo, gracias.

El agradecimiento más profundo por la elaboración de esta obra se lo debo al Ing. Amílcar Galindo Solórzano, mi asesor de tesis. Contribuyó de modo fundamental y repetido a las ideas básicas y a sus conexiones, a la estructura técnica de los capítulos y a la justeza del estilo. Agradezco mucho sus lecturas intensamente críticas de las primeras versiones de este libro, sus sugerencias

constructivas y creativas para la revisión de muchos borradores. La satisfacción que me proporcionaron las muchas discusiones sostenidas y el aprendizaje obtenido, es una de mis recompensas principales.

Ricardo Eugenio Arredondo Ortiz.  
Ciudad de México, 1989.

## CONTENIDO

1.- INTRODUCCION .....	1
2.- DESCRIPCION .....	5
3.- CARACTERISTICAS DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985 Y DESCRIPCION DE LOS DAÑOS CAUSADOS AL EDIFICIO	
3.1.- Características de los sismos de septiembre de 1985. ....	19
3.2.- Descripción de los daños del sismo del 19 de septiembre de 1985 y acciones inmediatas rea- lizadas en el edificio .....	32
4.- EVALUACION DE LA RESPUESTA DEL EDIFICIO MEDIANTE LA ESTIMACION DEL INDICE DE CALIDAD ESTRUCTURAL SISMO RESISTENTE.	
4.1.- Definición del problema. ....	35
4.2.- Metodología de evaluación. ....	37
4.3.- Aplicaciones generales. ....	38
4.4.- Valores de calificación y aceptación en el análisis del Índice de Calidad Estructural Sismo Resistente. ....	40
4.5.- Aplicación en el edificio en estudio .....	42
5.- DESCRIPCION DEL METODO UTILIZADO PARA LOS ANALISIS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO Y SU SISTEMATIZACION EN COMPUTADORA.	
5.1.- Idealización estructural. ....	49
6.- REVISION DEL EDIFICIO PARA LAS NORMAS VIGENTES DURANTE SU CONSTRUCCION. ....	59
7.- EVOLUCION DE LAS NORMAS PARA DISEÑO POR SISMO EN LA CIUDAD DE MEXICO Y SU REPERCUSION EN LA EVALUACION DEL EDIFICIO.	
7.1.- Fundamentos de las normas. ....	85
7.2.- Descripción de la evolución de las normas. ...	86
° Periodo 1942-1957. ....	86
° Periodo 1957-1966. ....	90
° Periodo 1966-1976. ....	94
° Periodo 1976-1985. ....	98
° Periodo 1985-1987. ....	102
° Periodo contemporáneo (1987-     ). ....	105
7.3.- Perspectivas de las normas. ....	110
7.4.- Repercusión de las normas en la evaluación del edificio. ....	113

8.-	PROPUESTAS DE REESTRUCTURACION	
8.1.-	Fundamentos del refuerzo sismo-resistente. ....	121
8.2.-	Importancia de predecir la ductilidad disponible en estructuras de concreto reforzado. ....	125
8.3.-	Criterio de selección de alternativas para la reestructuración del edificio. ....	129
8.4.-	Reestructuración con trabe perimetral	
o	Ventajas y limitaciones del método. ....	130
o	Descripción del modelo de análisis. ....	132
8.5.-	Reestructuración con diagonales de contraviento.	
o	Ventajas y limitaciones del método. ....	138
o	Descripción del modelo de análisis. ....	138
8.6.-	Reestructuración con muros de rigidez	
o	Ventajas y limitaciones del método. ....	142
o	Descripción del modelo de análisis con muros continuos de rigidez. ....	147
o	Descripción del modelo de análisis con muros de tablero confinados por marcos. ....	152
9.-	COMPARACION DE ALTERNATIVAS	
9.1.-	Discriminación de variantes en algunas alternativas.	
o	Contravientos metálicos. ....	163
o	Muros de rigidez. ....	167
9.2.-	Características de las principales alternativas	171
10.-	CONCLUSIONES. ....	189
	APENDICE A. ....	193
	APENDICE B. ....	213
	BIBLIOGRAFIA. ....	223

Los daños dejaron marcada a la Ciudad de México.

Es lamentable que numerosos edificios, en condiciones reparables, tuvieran que ser demolidos debido a lo impresionante de los daños y a la histeria colectiva que caracterizó a la ciudad durante varias semanas. Evidentemente algunos inmuebles requerían una atención inmediata, mientras que otros sólo necesitaban de reparaciones menores.

El nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal - RCDF 1987 excede, sin duda, en restricciones a los que le precedieron anteriormente dejando a las construcciones realizadas hasta antes de 1985 en una situación incómoda puesto que prácticamente ninguna satisface los nuevos requerimientos de sismo-resistencia. Sin embargo, la actual reglamentación, mediante una nueva clasificación de estructuras, evita afectar rigurosamente a las edificaciones no vitales si éstas no presentan daños estructurales. El edificio que se eligió para el Estudio de Alternativas de Reestructuración, se encontraba en estas condiciones y fué el interés particular del propietario lo que lo sometió a revisión bajo las nuevas normas.

El presente trabajo se divide en 10 capítulos fundamentales con sus correspondientes subtítulos. El primero y el último están dedicados a la introducción general y a las conclusiones finales, respectivamente.

El capítulo 2 describe las características generales del edificio antes del sismo.

El capítulo 3 explica las características de los sismos de 1985 y los daños causados al edificio.

El capítulo 4 muestra la utilización del Índice de Calidad Estructural Sismo Resistente en el edificio y cuyo concepto, se conside



## C A P I T U L O 1

### INTRODUCCION

Desde los orígenes de la civilización, cuando el hombre comenzó a edificar sus ciudades en regiones con alto riesgo sísmico, la naturaleza le fue enseñando lo generosa que ésta podía ser si se aprendía a vivir con ella y lo terrible que podía resultar si se le pasaba por alto. El hombre debía aprender rápido y construir mejor. Las eventualidades sísmicas eran los mejores jueces de los defectos constructivos e implacables verdugos en la sentencia. No era posible detener los terremotos pero sí prever sus consecuencias y mitigar los daños. El nacimiento de la Ingeniería Sísmica resultó ser tan doloroso como un parto y tan necesario como la sangre nueva. Las lecciones se sucedían una tras otra y las experiencias seguían siendo terribles, pero el aprendizaje no era estéril. Se descubrieron materiales que proveían de mayor resistencia a las estructuras y los procedimientos constructivos que se fueron inventando agilizaron la reconstrucción de las ciudades permitiendo restañar pronto las heridas causadas por los sismos.

Las edificaciones inderrumbables poblaban tan sólo el pensamiento humano. La economía, hoy como ayer, jugaba un papel fundamental para la edificación de estructuras extremadamente resistentes, como también en la reconstrucción de aquellas que constantemente resultaban flageladas en los movimientos de tierra. El prudente punto medio no se hizo esperar.

Actualmente los reglamentos de construcciones, de casi todos los países, prevén la aparición de daños ante eventualidades sísmicas cuyo grado de gravedad depende del tipo de edificación de que se trate y de la importancia que ésta tenga para la comunidad. Surge así una importante rama en la Ingeniería Sísmica cuya tarea principal se enfoca a la reparación de estructuras dañadas y al mejoramiento de su capacidad sísmo resistente.

El presente trabajo surge de una inquietud personal originada por la experiencia vivida durante los sismos de septiembre de 1985 y cu

ra, puede ser aplicado en otras estructuras.

El capítulo 5 señala el método utilizado en el análisis estructural del edificio y su empleo en computadora.

En el capítulo 6 se realiza una revisión del edificio para las Normas vigentes durante su construcción y cuya atención se centra principalmente en la revisión de los desplazamientos laterales.

En el capítulo 7 se hace un esbozo de la evolución de las Normas para Diseño por Sismo en la Ciudad de México y su influencia estimada en el edificio.

El capítulo 8 contiene las propuestas de reestructuración con los modelos utilizados y comentarios sobre sus ventajas y limitaciones sobre la estructura estudiada y en el capítulo 9 se vierten los resultados y se comparan sus características.

## C A P I T U L O 2

### DESCRIPCION DEL EDIFICIO ORIGINAL

El edificio es una construcción destinada a oficinas, estructurado a base de marcos rígidos ortogonales en las dos direcciones, con un sistema de piso de losa plana aligerada a base de bloques huecos de concreto simple y se encuentra ubicado en la zona blanda de la Ciudad de México.

El edificio está cimentado sobre pilotes de punta de 28 m de largo que reciben las cargas de la estructura a través de un cajón rígido de concreto de 3 m de altura, localizado en el sótano.

La estructura está constituida en su conjunto por un sótano, planta baja, un primer piso similar al anterior y nueve plantas tipo con una configuración regular, tanto en planta como en elevación. No obstante que las plantas tipo son geométricamente simétricas, éstas presentan una irregularidad debido a una distribución excéntrica de masas, causada por la presencia, en el lado oriente del inmueble, de muros de mampostería en los cuartos de baños, cubo de elevadores y escaleras.

El inmueble dispone de 25,000 m<sup>2</sup> construidos, un servicio de ascensores acorde a las necesidades requeridas y dos escaleras cuyo desarrollo y ancho libre satisfacen las especificaciones arquitectónicas establecidas para el tipo de funciones que desempeñan.

Los materiales empleados en la construcción fueron:

- a) Concreto reforzado, tanto para la cimentación como para las columnas y escaleras.
- b) Concreto reforzado y block ligero para los entrepisos.
- c) Tabique rojo recocido y tabique ligero para los muros de relleno.
- d) Las especificaciones utilizadas fueron:

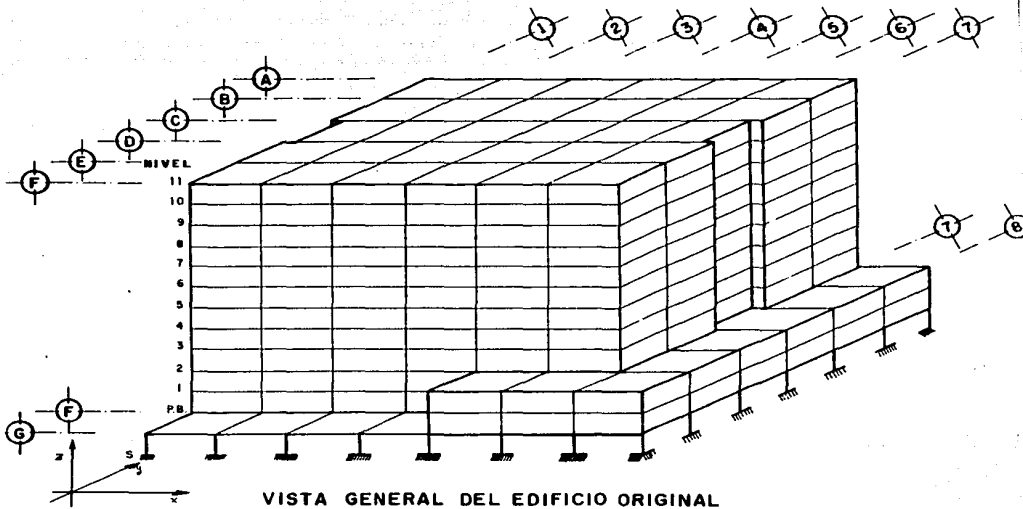
$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$$

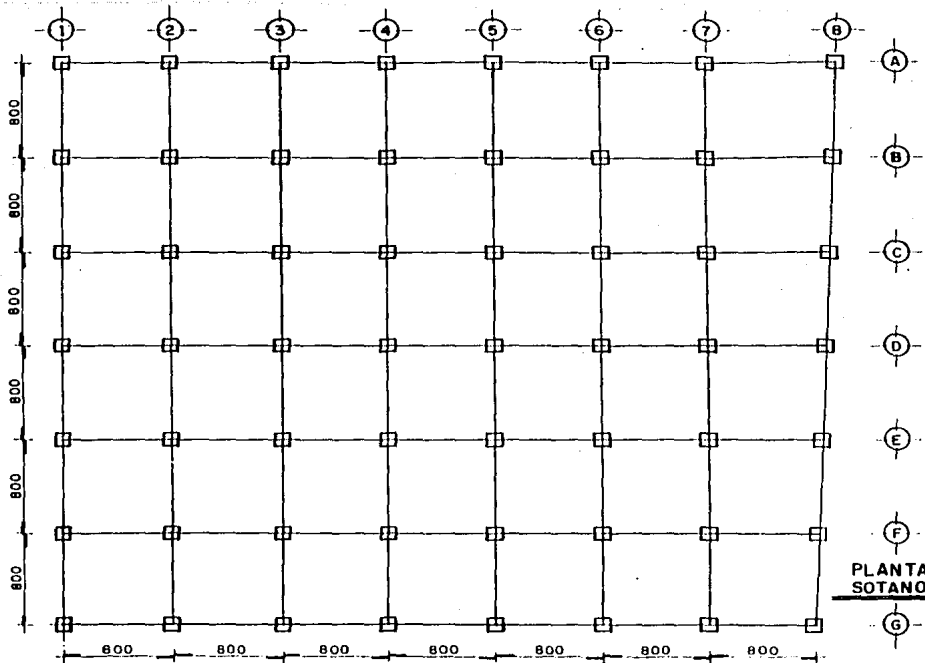
La altura total del edificio es de 44.0 m con separaciones, de eje a eje en los entrepisos de 3.25 m y de 3 m de eje a eje en el entrespacio del sótano; más 4.50 m debido a la caseta de elevadores.

El ancho total del edificio es de 57 m por 65 m de largo en la parte superior, con separaciones de 8.0 m de eje a eje.

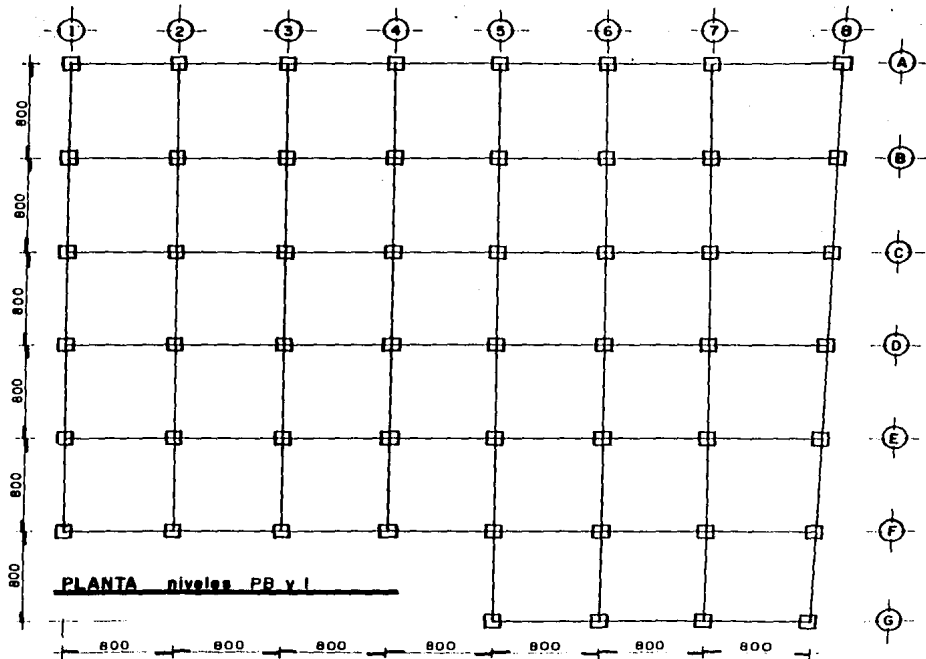
El edificio fué construído en 1971 con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, vigente en esa época y que databa de 1966.

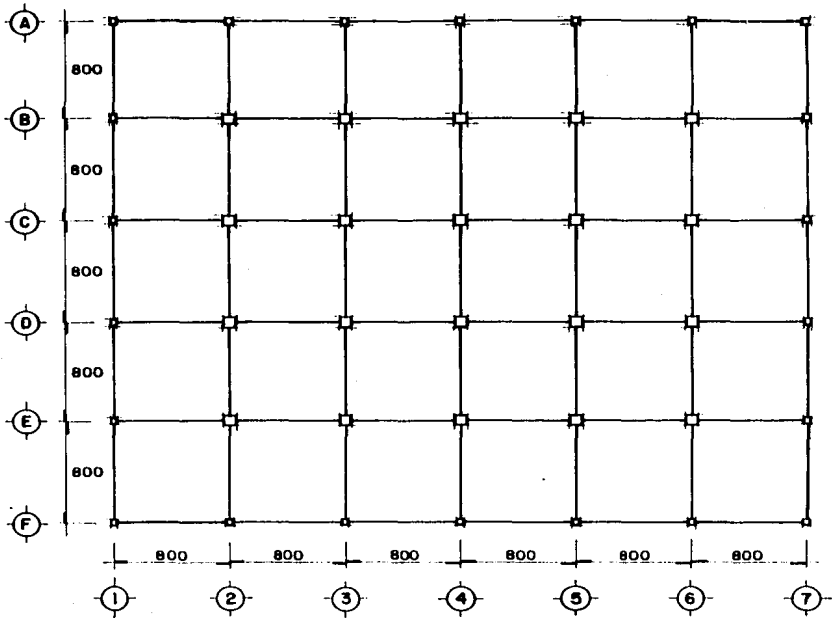


VISTA GENERAL DEL EDIFICIO ORIGINAL



**PLANTA  
SOTANO**

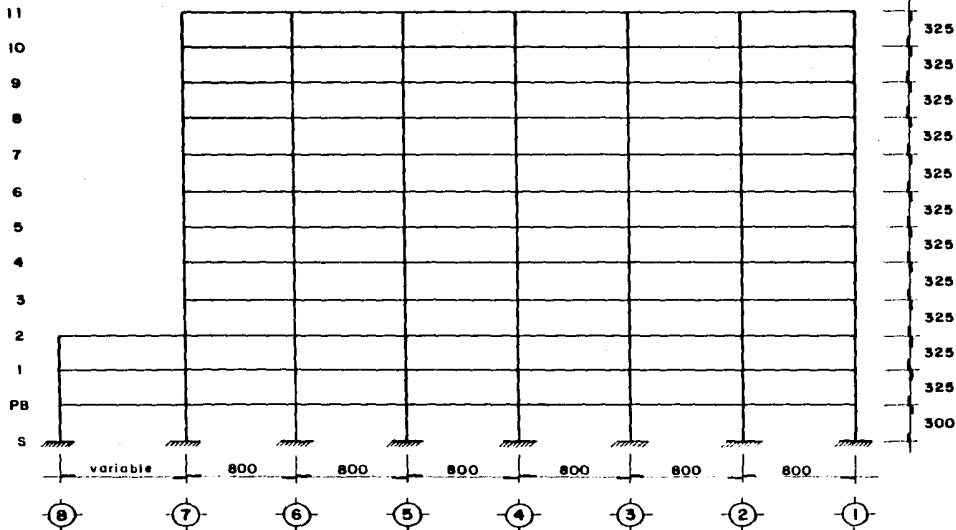




**PLANTA TIPO  
NIVELES 2-10**



NIVEL



MARCOS A, B, C, D, E y F

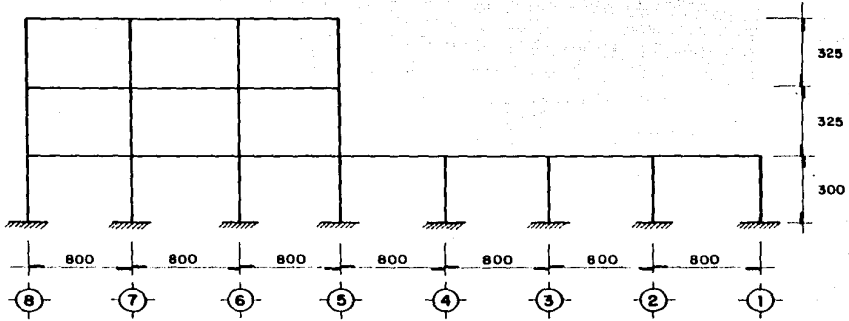
NIVEL

2

1

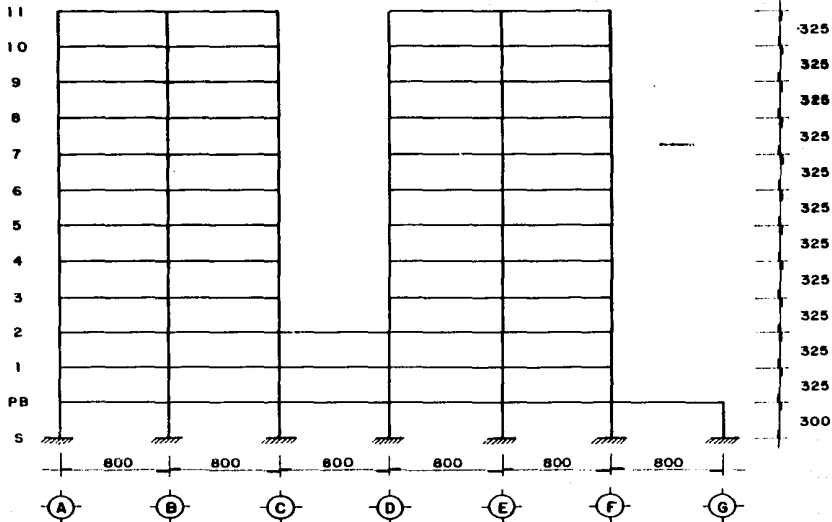
P B

S



MARCO G

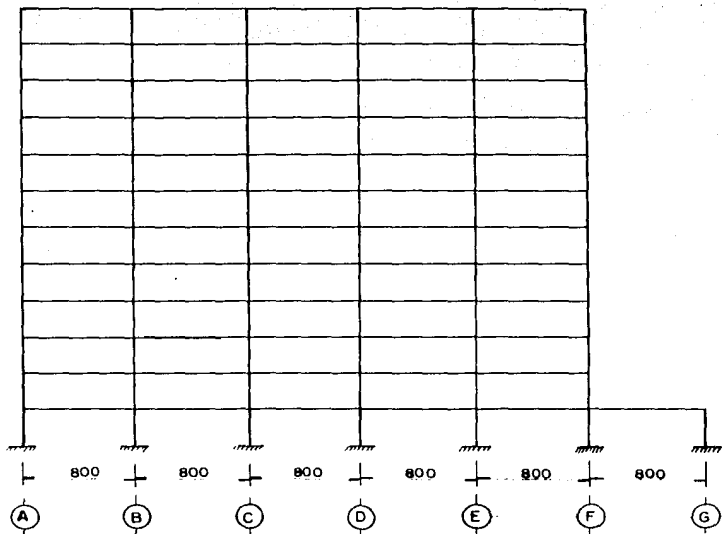
NIVEL



MARCO I

NIVEL

11  
10  
9  
8  
7  
6  
5  
4  
3  
2  
1  
PB  
S



325  
325  
325  
325  
325  
325  
325  
325  
325  
325  
325  
300

MARCOS 2, 3 y 4

NIVEL

11

10

9

8

7

6

5

4

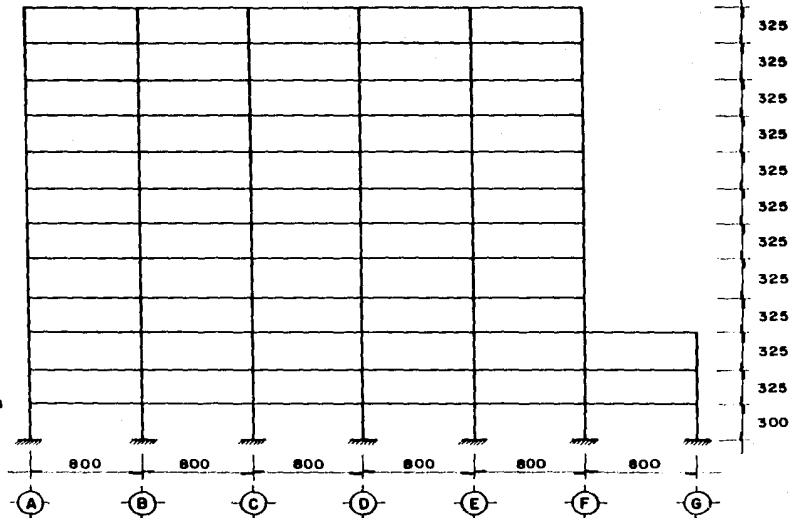
3

2

1

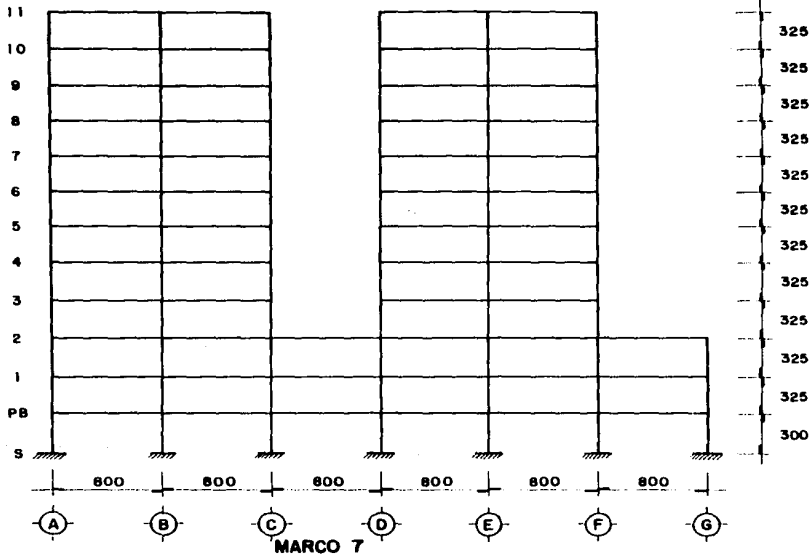
PB

S

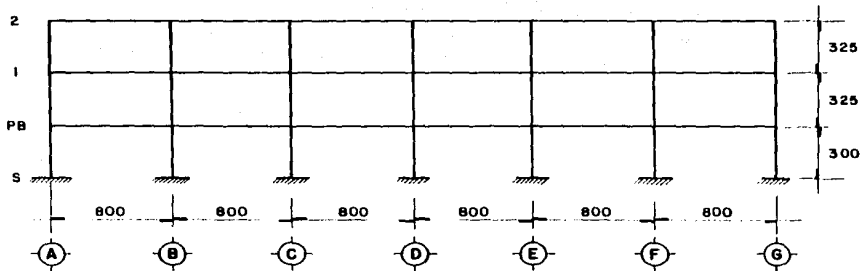


MARCOS 5 y 6

NIVEL



NIVEL



MARCO 8

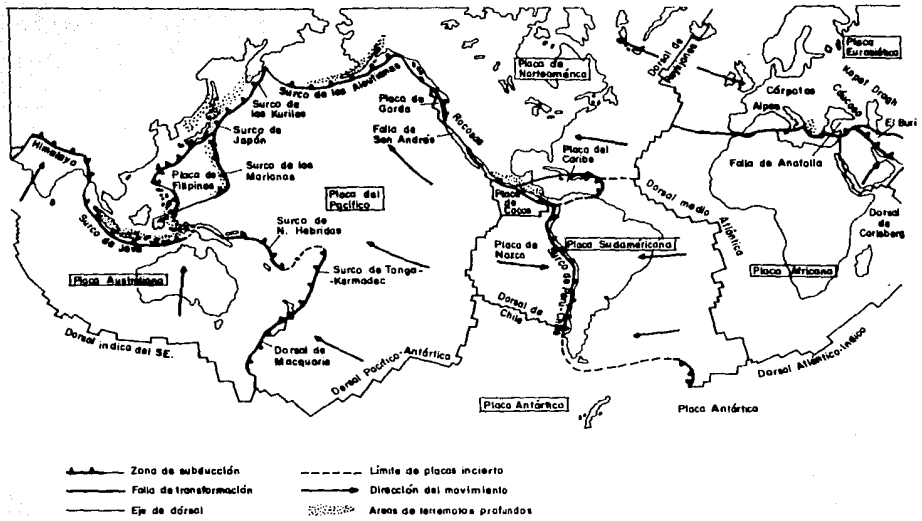


FIGURA 3.1—UBICACION DE LA SISMICIDAD DE MEXICO EN EL TECTONISMO MUNDIAL.



### C A P I T U L O 3

## CARACTERISTICAS DE LOS SISMOS DE 1985 Y DESCRIPCION DE LOS DAÑOS CAUSADOS AL EDIFICIO

### 3.1) CARACTERISTICAS DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985.

A las 7:17 horas (13:17:47.8 GMT) del 19 de septiembre de 1985 comenzó a desencadenarse el infierno. 26 segundos más tarde se inició la segunda ruptura entre la Placa de Cocos y la de Norteamérica. (Figura 3.1.). Las primeras ondas tardaron cerca de un minuto en llegar a la Ciudad de México; las últimas apreciablemente más. La brecha de Michoacán, de 200 km de longitud y 30 km de ancho, continuaba su devastador proceso de ruptura. La energía liberada en los sismos de Colima, en 1973; de Petatlán, Gro., en 1979 y de Playa Azul, Mich., en 1981 no habían bastado para deslizarse la falla de subducción que continuaba latente en las costas de Michoacán y que siguió manifestándose en las réplicas que le sucedieron las semanas posteriores. Finalmente, se había logrado liberar casi por completo la energía sísmica acumulada en esa zona.

Como testimonio, las ondas sísmicas dejaron una estela de daños preñada de fenómenos dignos de estudio, incluyendo licuación de arenas en Lázaro Cárdenas, efectos moderados en dos grandes presas, daños severos a edificios industriales y urbanos y una variación extraña de la intensidad con la distancia focal. Lo excepcional del sismo ocurrió, sin embargo, en la capital de la República, ciudad a la que infligió heridas profundas. Aquí el movimiento fue excepcional en intensidad, contenido de frecuencias, regularidad y duración.

Existen en la actualidad tres parámetros para definir la severidad de los sismos: magnitud, intensidad y aceleración del suelo.

La magnitud es una estimación de la energía liberada en el origen medida en ergs y está asociada a la escala de Richter, la intensidad indica en la escala de Mercalli Modificada, el grado de daños producidos a las construcciones y la sensación causada a las personas. La aceleración del suelo es el resultado del movimiento te

lúrico y es, en términos generales, el parámetro que más interesa al ingeniero para el diseño de las estructuras.

El sismo del 19 de septiembre de 1985 tuvo una magnitud de 8.1 ( $M_s$ ) en la escala de Richter y se originó a unos 40 km mar adentro frente a la ciudad de Lázaro Cárdenas, situada en la desembocadura del Rfo Balsas, que ahí separa a los estados de Michoacán y Guerrero (Figura 3.2). El epicentro del sismo se localizó mediante redes de instrumentos locales en las coordenadas  $18.18^\circ N$ ,  $102.47^\circ W$ , a una profundidad de unos 33 km. Al día siguiente, a las 19:37 horas (hora local) se presentó la réplica de mayor fuerza, con magnitud  $M_s = 7.5$ , cuyo epicentro se localizó en las coordenadas  $17.82^\circ N$  y  $101.67^\circ W$  a cerca de 340 km de la ciudad de México y a 105 km del epicentro del evento mayor.

El sismo generó una ola de gran tamaño, la primera que se haya registrado y observado de manera científica en México.

El fenómeno, que se conoce técnicamente con el nombre de "Tsunami", alcanzó una altura máxima de dos metros y algunos centímetros frente a las costas de Lázaro Cárdenas. En apariencia no causó daños considerables ni víctimas.

En la escala de intensidades, éstas alcanzaron valores de IX en ciudad Lázaro Cárdenas y Playa Azul, en el Estado de Michoacán; de VII en Ixtapa y Zihuatanejo; de VI en Acapulco y Manzanillo; de VIII en Ciudad Guzmán, Jal.; de VI en la periferia del Valle de México y de IX y X en algunas zonas del centro de la Ciudad de México.

En la Ciudad de México se obtuvieron mediciones del temblor en Ciudad Universitaria, Tacubaya, Viveros de Coyoacán, Centro SCT, Lago de Texcoco, Central de Abastos, Tláhuac y Presa Madin, correspondientes a distintos tipos de suelos.

El registro de acelerogramas más representativo de lo ocurrido en la zona cercana a la de mayores daños se obtuvo del Centro Nacional

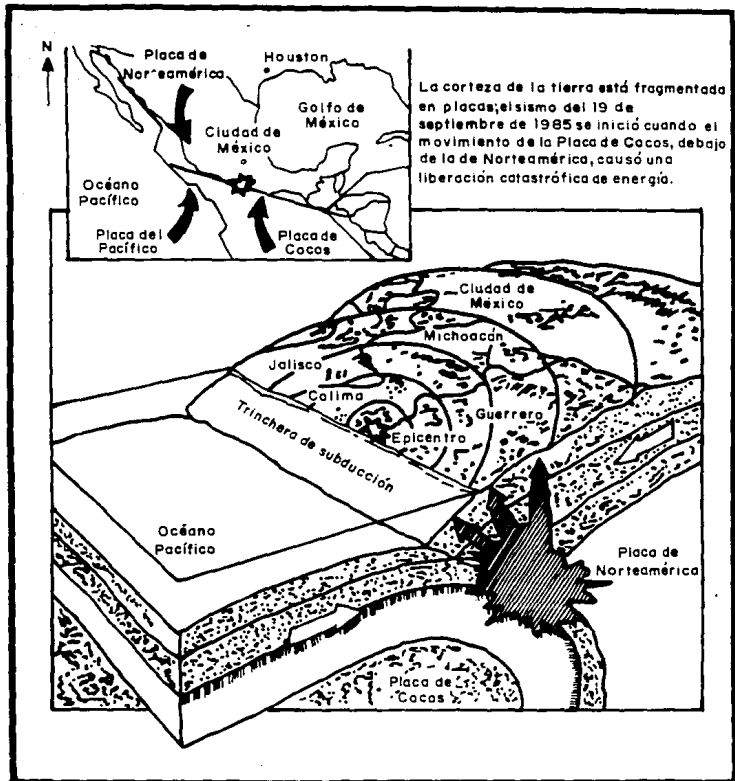


Fig.3.2 Vista esquemática de la tectónica de la región epicéntrica

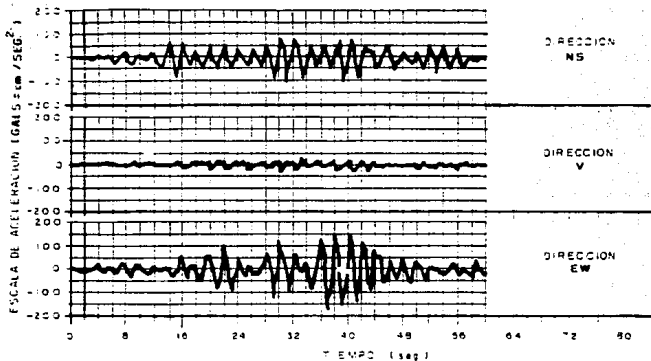
SCT, el cual indica que la aceleración máxima resultante de las direcciones oriente-poniente y norte-sur fué de aproximadamente 200 gals, es decir, el 20% de la aceleración de la gravedad y el período de oscilación del suelo de 2 segundos se mantuvo sensiblemente constante durante casi 45 segundos, duración de la fase más intensa. Por otro lado, el desplazamiento máximo del suelo en la superficie fué de 42.6 cm. (Figura 3.3).

Además, por sus características peculiares, el sismo del 19 de septiembre de 1985 rebasó plenamente los registros de otros sismos observados en la Ciudad de México. Por ejemplo, en 1957 se presentó un movimiento de magnitud 7.5, igual a la del 20 de septiembre de 1985, causando aceleraciones máximas del 6% de la gravedad y el 14 de marzo de 1979 fué de magnitud 7.0 con aceleración máxima del suelo del 3% de la gravedad. En la tabla 3.1 se señalan en forma resumida las diferencias entre los sismos de 1957 y 1979 con el de 1985, y se compara la energía liberada por cada uno de ellos con la correspondiente a la explosión de una bomba atómica similar a la de Hiroshima.

En esta tabla se puede apreciar que la energía liberada en septiembre de 1985 es aproximadamente 8 veces mayor que la correspondiente a 1957.

Conviene señalar que el sismo de 1957, por ser el mayor del que se tenía conocimiento, sirvió de base para la elaboración de las Normas de Diseño Sísmico del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; sin embargo, puede observarse en la Figura 3.4 que el espectro de respuesta sísmica superó en 4 veces el espectro de diseño para estructuras con período natural de oscilación de 2 segundos y en un amortiguamiento del 5% del crítico.

Resumiendo, hubo tres factores que hicieron que este sismo fuera tan destructivo: Las características de oscilación del suelo que coincidieron con el período de numerosas construcciones, por lo que entraron en resonancia; la duración tan prolongada del evento y las aceleraciones tan importantes que excedieron en 4 veces las



ACELEROGRAMA DEL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985, OBTENIDO CERCA DEL LABORATORIO DE RESISTENCIA DE MATERIALES DEL CENTRO SCOP.

CARACTERISTICAS SOBRESALIENTES DEL SISMO		
ACELERACION MAXIMA (Gals.)	NS	98
	EW	108
	V	36
	S60E	196
PERIODO DOMINANTE (SEGUNDOS)		2
DURACION DE LA FASE INTENSA (SEG.)		45
DESPLAZAMIENTO MAXIMO DEL SUELO (cm.)		42.6

Fig. 3.3.- Acelerograma y características sobresalientes del sismo del 19 de septiembre de 1985

① Espectro de respuesta (componente E-W de registro S.C.T. de 1967 para 5% de amortiguamiento).

② Espectro de diseño (RCDF-66 para construcciones del grupo B).

③ Excedencia de ① sobre ②.

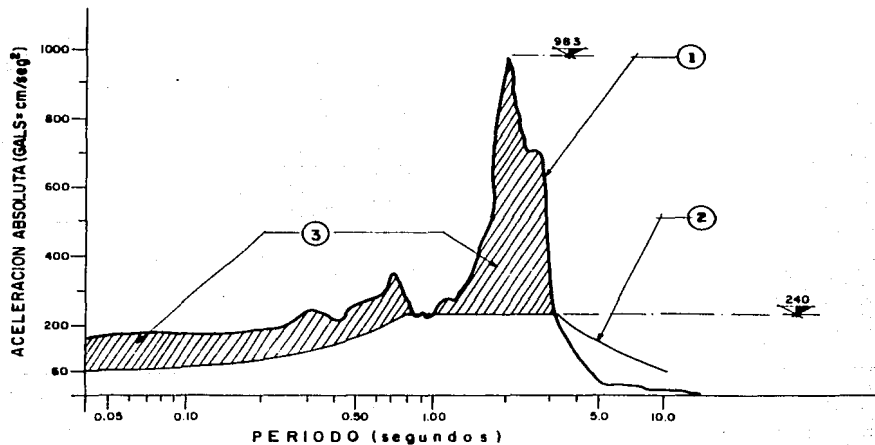


FIG. 3.4.- ESPECTROS DE DISEÑO Y DE RESPUESTA PARA LA ZONA COMPRESIBLE DE LA CIUDAD DE MEXICO.

**TABLA 3.1 COMPARACION CON LOS SISMOS DE 1957 Y 1979**

AÑO	MAGNITUD DEL SISMO (ESC. RICHTER) M	ENERGIA LIBERADA (ERGS) $E_s = \text{ANTILOG} ((14+15)M)$	NUMERO DE BOMBAS DE HIROSIMA	ENERGIA RELATIVA CON BASE EN LA DE 1957	ACELERACION MAXIMA		RELACION DE ACELERACION CON BASE EN 1957
—	5.78	$1.175 \times 10^{20}$	1.0	0.0	—	—	—
1957	7.50	$4.467 \times 10^{22}$	380.2	1.0	60 GALS.	0.06 g	1.0
1979	7.00	$7.943 \times 10^{21}$	67.6	0.18	30 GALS.	0.03 g	0.5
1985	8.10	$3.548 \times 10^{23}$	3020.0	7.94	200 GALS.	0.20 g	3.0

### máximas de diseño.

Las estructuras colapsadas o con daños importantes son de muy diversos tipos, y fueron construídos en diferentes épocas. Muchas de ellas habían resistido otros sismos, incluyendo el de 1957, sin daños. Es posible que en su falla, total o parcial, influyera el deterioro ocasionado por esos sismos o por hundimientos diferenciales en sus cimentaciones. Los daños en edificios fueron mucho más extensos. Su concentración en ciertas zonas vuelve a demostrar la gran importancia que tienen las características del subsuelo en la respuesta de las estructuras.

La mayor incidencia de daños en construcciones de ciertas características, en especial con alturas comprendidas entre 8 ó 10 y 12 ó 16 pisos, indica la presencia de fenómenos de resonancia, ocasionados por la coincidencia entre los períodos de vibración de las arcillas del valle y los de las estructuras. Algunas fallas, sobre todo en edificios esbeltos, sugieren movimientos laterales muy grandes, incrementados por resonancia, que ocasionaron aumentos significativos de los momentos flexionantes en la parte inferior del edificio, producidos por las cargas verticales desplazadas lateralmente.

También se puso de manifiesto, en buen número de casos, la importancia de la torsión producida por elementos no estructurales.

Los registros instrumentales que se obtuvieron del temblor señalan no sólo su gran intensidad, sino también otras características que lo hicieron especialmente destructivo, como su gran duración y el elevado número de ciclos con período casi constante.

En terrenos duros y relativamente firmes se registraron aceleraciones horizontales máximas comprendidas entre 1 y 4 por ciento de la gravedad; los daños experimentados por los edificios construídos en esos terrenos, que constituyen la zona I, fueron prácticamente nulos. En cambio, en la proximidad del edificio principal de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, ubicado en terreno altamente compresible, correspondiente a la zona III, el espectro



de respuesta calculado partiendo del registro del temblor, muestra que los edificios con periodo fundamental de vibración cercano a 2 segundos y amortiguamiento de 10% del crítico (mucho más grande que el de la mayor parte de las construcciones reales) quedaron sometidos a aceleraciones horizontales algo mayores que la de la gravedad.

Las aceleraciones máximas registradas son las de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, pero no cabe duda de que el temblor fué todavía más intenso en otras zonas de la ciudad, en las que la destrucción fué mucho más grave. Desgraciadamente no se contaba con instrumentos en el Hospital General, en Fray Servando Teresa de Mier y San Antonio Abad, en las colonias Juárez y Roma, en la zona del Monumento a la Revolución, en la Unidad Habitacional de Nonoalco-Tlalotelolco. Ni siquiera operaron los dispositivos de la Torre Latinoamericana, que hubiesen permitido establecer comparaciones de enorme interés entre este temblor y el de 1957.

La aceleración máxima registrada en cualquier tipo de terreno de la Ciudad de México desde 1959 hasta antes de septiembre de 1985 había sido de 3.4 por ciento de la gravedad. En el sismo del 14 de marzo de 1979, que ocasionó el colapso de dos edificios de la Universidad Iberoamericana, la aceleración máxima registrada en el Centro Nacional S.C.T. fué de 3.4% de g, casi seis veces menor que el 19 de septiembre, y la aceleración máxima absoluta que hubiesen sufrido los edificios con periodo de vibración de alrededor de 2 segundos, si su amortiguamiento fuese nulo, habría sido de 60% de g, contra 360% de g, con el mismo amortiguamiento, en septiembre de 1985. Las aceleraciones máximas registradas en marzo de 1979 en los sótanos de los edificios de Atizapán, del conjunto Nonoalco-Tlalotelolco, y del segundo edificio de la Lotería Nacional, ambos situados en zonas de gran destrucción en el terremoto del año pasado, fueron 5.7 y 5.6% de g, respectivamente; desgraciadamente, esos edificios ya no están instrumentados.

Adicionalmente a estos factores existen otros que contribuyeron al colapso total, parcial o daño estructural grave en varios edificios y estos son:

- \* Cambios bruscos en la rigidez estructural o en la resistencia de un nivel a otro, o de una parte de un piso a otra.
- \* Pisos excesivamente cargados.
- \* Irregularidades de la construcción, vista en planta, caracterizada por desplazamientos torsionales de la estructura.
- \* Separación inadecuada entre estructuras, lo cual a menudo ocasionó daños por impacto.
- \* Condiciones de columna cautiva creada por muros de relleno de altura parcial.
- \* Mantenimiento nulo o deficiente.

En las tablas 3.2, 3.3 y 3.4 se muestra un resumen estadístico de edificios dañados y los porcentajes de colapso y de las causas de las fallas.

**TABLA 3.2 RESUMEN ESTADISTICO DE EDIFICIOS DAÑADOS**

TIPO DE ESTRUCTURA	GRADO DE DAÑO	AÑO CUANDO SE CONSTRUYO			No. DE NIVELES				TOTAL
		< 1957	57-76	>1976	< 5	6-10	11-15	> 16	
Marco de acero	Colapso	7	3	0	4	3	1	2	10
	Severo	1	1	0	0	0	2	0	2
Marcos de concreto reforzado	Colapso	27	51	4	27	46	8	1	82
	Severo	16	23	6	10	28	6	1	45
Losa plana aligerada	Colapso	8	62	21	36	49	5	1	91
	Severo	4	22	18	5	26	12	1	44
Muros de carga de mampostería	Colapso	6	5	2	11	2	0	0	13
	Severo	9	13	1	22	1	0	0	23
O T R O S	Colapso	4	8	2	12	2	0	0	14
	Severo	0	4	2	2	4	0	0	6
<b>T O T A L</b>	<b>Colapso y severo</b>	<b>82</b>	<b>192</b>	<b>56</b>	<b>129</b>	<b>161</b>	<b>34</b>	<b>6</b>	<b>330</b>

TABLA 3.3 PORCENTAJES DE COLAPSO O DAÑOS SEVEROS

NUMERO DE NIVELES	POR CIENTO DE CASOS DE COLAPSO O DAÑOS SEVEROS
1-2	0.9%
3-5	1.3
6-8	8.4
9-12	13.6
> 12	10.5
TOTAL	1.4

TABLA 3.4 CAUSA DE FALLA

CARACTERISTICA OBSERVADA	POR CIENTO DE CASOS
Marcada asimetría en rigidez	15%
Edificios de esquina	42
Primer piso debil	8
Columnas cortas	3
Masa excesiva	9
Asentamientos diferenciales previos	2
funcionamiento insatisfactorio de cimentación	13
Golpeteo	15
Daños previos al temblor	5
Penetración en losas planas	4
Falla en pisos superiores	38
Falla en pisos intermedios	40

### 3.2) DESCRIPCION DE LOS DAÑOS DEL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985 Y ACCIONES INMEDIATAS REALIZADAS EN EL EDIFICIO ANALIZADO

Con las inspecciones realizadas al edificio después de los sismos, se pudo constatar que este no sufrió daños significativos en elementos estructurales pero sí presentó daños moderados en muros de relleno de los cubos de escaleras y de sanitarios, atribuibles a los grandes desplazamientos que experimentó la estructura. Los daños principales en muros no estructurales se observaron en los niveles 3 y 4.

En las columnas de esquina de los pisos superiores se pudieron observar ligeras fisuras en forma espiral, presumiblemente originadas por efectos de torsión. Además, también se notaron ligeros daños en las uniones de escalera-rellano y escalera-losa de entrepiso, síntoma inequívoco del trabajo realizado por las losas diagonales como diafragmas rigidizantes.

En las losas de entrepiso se descubrieron fisuras perimetrales envejecidas, que no obstante haberse localizado en el eje de columnas, se podían considerar preexistentes al sismo y originadas más bien por efecto de bisagra bajo cargas verticales que como diafragma rígido por efecto de cargas laterales.

Aún cuando los daños no afectaron en forma importante a los elementos estructurales, se realizaron extracciones de corazones de concreto para verificar su resistencia. De estas pruebas se obtuvieron valores superiores a las resistencias especificadas en proyecto ( $> 200 \text{ kg/cm}^2$ ).

Respecto a la azotea se encontraron, además de la caseta de elevadores, otras construcciones que servían de vivienda a vigilantes. Estos cuartos, además de no estar contemplados en el proyecto original, carecían de una correcta estructuración, por lo que resultaron dañados en el sismo. En esta zona de la edificación fueron más notables los grandes desplazamientos horizontales que experimentó la estructura. Se volcaron muebles, libreros, plafond y de más elementos sueltos.

Salvo la presencia de los cuartos de azotea, existe una marcada congruencia entre los planos originales y la estructura existente.

Es importante destacar que todos los vidrios del edificio resultaron ilesos durante los sismos de septiembre.

En cuanto a la cimentación, los únicos daños que se observaron son los provocados por la emersión del edificio, que descansa sobre pilotes de punta, debido al hundimiento regional más bien que por el sismo y que alcanza valores relativos de calle-edificio del orden de un metro. Esto creó una incertidumbre acerca del contacto entre suelo y cajón de cimentación que de haberse perdido, originaría una significativa reducción de la resistencia al volteo. Se realiza - ron, pues, trabajos inmediatos de inspección mediante galerías, tanto transversal como longitudinal para verificar el estado y eficiencia de la cimentación. De los estudios realizados se constató el buen estado de la cimentación y el eficaz contacto entre suelo y cajón de cimentación.

Días inmediatos, después del sismo, se realizaron peritajes estructurales que arrojaron dictámenes favorables al comportamiento sísmo-resistente del edificio. Esto, aunado a su clasificación dentro del grupo B1, otorgaban al inmueble ciertos márgenes de seguridad teórica que lo eximían de una revisión bajo normas de emergencia. No obstante esto, las expectativas generadas por los daños en la ciudad y el impacto psicológico de las personas que vivieron los sismos en el interior del edificio, movieron a los interesados en la seguridad del edificio, a realizar un exhaustivo estudio de la capacidad sísmica de la estructura.

## C A P I T U L O 4

### EVALUACION DE LA RESPUESTA DEL EDIFICIO MEDIANTE LA ESTIMACION DEL INDICE DE CALIDAD ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE

#### 4.1) DEFINICION DEL PROBLEMA

Las estructuras se diseñan mediante un proceso que comprende necesariamente dos etapas. La primera es la conceptual, que culmina en el anteproyecto o esquema estructural; la segunda es el cálculo, que culmina en planos y especificaciones constructivas.

De estas etapas la destinada a la concepción de la estructura constituye la porción creativa del diseño; el cálculo es más bien verificación y dimensionamiento usando métodos matemáticos y, consecuentemente, es esencialmente mecánico. Mediante la concepción estructural se deciden las principales características de la estructura, su forma, la ubicación y distribución de sus elementos resistentes y la relación con aquellos elementos que no forman parte del sistema estructural principal. En esta etapa se definen así, las características estructurales básicas de la edificación y como tal, su potencial sismo-resistente. El uso posterior, en la etapa de cálculo, de métodos sofisticados y refinados no puede compensar deficiencias de concepción, aunque es importante reconocer que procedimientos de cálculo inadecuados, si pueden arruinar una buena concepción. En otras palabras, la etapa de la concepción estructural define irreversiblemente el potencial de la calidad sismo-resistente de una estructura y mediante el cálculo se debe materializar dicho potencial.

A pesar de la evidente importancia de esta etapa conceptual, la realidad demuestra situaciones contradictorias que no consideran dicha importancia. Para comenzar, los reglamentos dedicados a la sismo-resistencia no incluyen criterios de evaluación de lo conceptual. Se limitan a recomendar la utilización de formas simétricas, continuas, regulares y simples. Pero no mandan hacerlo y no tienen como mandar hacerlo por falta de un instrumento cuantitativo que permita medir la magnitud de la demanda de dichas reco-

mendaciones. Consecuentemente, la norma sísmo resistente que implícitamente asume formas sencillas es aplicada irrestrictamente a cualquier conformación estructural por más compleja que sea. Se sustituye así, indebidamente, lo conceptual por el cálculo.

Por otro lado, si bien no es discutible que la responsabilidad de liderar el equipo profesional de diseño de edificios urbanos corresponde al arquitecto, ya que al final de cuentas lo que el propietario quiere es una función determinada (departamentos, oficinas, hospitales, etc.) y no una estructura, ha ocurrido que la etapa conceptual arquitectónica, en la que se definen funciones y formas, se utiliza para definir, de paso y normalmente sin análisis adecuado y sólo a cargo del arquitecto, el esquema estructural. Después se le pedirá al ingeniero, que sin haber participado en la etapa conceptual, proceda a realizar la porción mecánica de diseño. Es lamentable que usualmente el ingeniero acceda a efectuar este trabajo abdicando así de lo que es parte esencial de su tarea profesional.

Finalmente, existe evidencia recogida en sismos destructivos de que, en muchos casos, ocurren daños en las edificaciones en las que se han empleado sofisticados procesos de cálculo, mientras que otras edificaciones que no se han calculado con el mismo refinamiento y que incluso pueden no satisfacer requisitos reglamentarios pero que, por designio o por casualidad, muestran configuraciones correctas, han pasado indemnes la prueba.

El problema es pues, rescatar la etapa conceptual como tarea de la ingeniería. Sobre todo porque dicha etapa, como es el caso en áreas sísmicas, está íntimamente ligada a la seguridad.

Con dicho propósito, el ingeniero civil, M.Sc. Héctor Galleros, profesor de la Pontificia Universidad Católica del Perú, desarrolló el concepto del Índice de Calidad Sísmo Resistente que busca establecer parámetros tendientes a cuantificar lo cualitativo mediante una metodología que permite evaluar la capacidad sísmo resistente en forma previa a la etapa de cálculo.



#### 4.2) METODOLOGIA DE EVALUACION

Con el propósito de llegar al "Índice de Calidad Estructural Sismo-Resistente" es necesario identificar aquellos aspectos cualitativos determinantes. En este análisis se han aceptado los siguientes:

##### a). Forma

1. Planta: simetría, proporción, continuidad y diafragma.
2. Elevación: robustez y continuidad.

##### b). Forma estructural

1. Componentes: densidad, continuidad y conexiones
2. Configuración: simetría, uniformidad y relación con elementos no estructurales.

Estas cualidades se pueden calificar numéricamente, una por una, con un criterio muy simple de buena, regular o mala al contrastarlas con lo que serían condiciones ideales. El producto de estas calificaciones, ya que los defectos acumulados magnifican los problemas, permite obtener el índice sismo-resistente básico de la estructura.

Una vez determinado, éste debe adecuarse a las demandas impuestas por las condiciones en las que la edificación estará ubicada y en las que será usada, por lo que el índice básico debe ser afectado por factores que tengan en cuenta el tipo de suelo, la importancia del uso, la altura de la edificación y, finalmente, las posibles amplificaciones sísmicas por la interacción suelo-estructura. Se llega así al "Índice de Calidad Estructural Sismo-Resistente".

Sin embargo, el valor práctico de aplicación de este índice solo puede ser logrado cuando se definen niveles mínimos adecuados de aceptabilidad. El presente análisis define dichos niveles mínimos y adicionalmente precisa condiciones para casos en los que puede aceptarse que dichos niveles no se alcancen; en tales casos se debe hacer una revisión conceptual de la estructura pues en estas

condiciones se requerirá un incremento del cortante basal de diseño exigido por la norma sísmica para edificaciones de forma y configuración simples.

Este criterio de evaluación de la capacidad sísmica de las estructuras tiene sus orígenes en investigaciones y trabajos realizados en Japón. En México, aunque en forma incipiente, empiezan a desarrollarse y aplicarse parámetros similares para detectar construcciones con un alto riesgo sísmico afectadas por los sismos de 1985. Sin embargo, es en Perú donde ha alcanzado un mayor grado de desarrollo y definición que lo hacen práctico y con ciertos niveles adecuados de confiabilidad.

#### 4.3) APLICACIONES GENERALES

El índice de Calidad Estructural Sismo-Resistente tiene varias aplicaciones prácticas importantes:

1. Permite identificar atributos indeseables o defectuosos de edificaciones existentes a fin de canalizar una posible modificación o refuerzo. Tiene utilidad, también, en los dictámenes postsísmicos de las estructuras localizadas en las zonas afectadas por movimientos sísmicos y que requieren de una evaluación preliminar rápida.
2. En la rama de seguros, permite fijar primas equitativas en función del riesgo sísmico de cada edificio.
3. En la etapa de anteproyecto, abre la posibilidad de impedir que estructuras que no califican adecuadamente sean llevados al nivel de proyecto. Además, en los concursos arquitectónicos este calificativo puede anteceder, a nivel de descalificación, a la evaluación de los atributos netamente arquitectónicos.
4. A nivel municipal o delegacional, puede ser de utilidad práctica para las comisiones de revisión técnica que otorgan los permisos para construir y que muchas veces son sometidas a la exigencia

de revisar proyectos estructurales terminados cuando esto no es razonablemente viable; se propone en este caso que las comisiones técnicas reciban solo anteproyectos o esquemas estructurales que pueden ser calificados y que solo aprueben, para ser llevados al diseño definitivo, aquellos que califican adecuadamente.

5. Sin embargo, el uso más importante del "Índice de Calidad Estructural Sismo-Resistente" ocurre cuando éste se incorpora a las normas técnicas para diseño por sismo como condición mandatoria. En este sentido llena el vacío obvio de calificar el fruto de la primera etapa conceptual del diseño y de asegurar, al mismo tiempo, que el cuerpo de la norma, referida a las condiciones de fuerzas, ductilidad y, en general, dimensionamiento, cumpla su verdadero propósito, el cual es el de garantizar que se materialice el potencial sismo-resistente definido en la etapa conceptual.

De la aplicación y utilidad práctica que se le dé al Índice de Calidad Estructural Sismo-Resistente dependerá su desarrollo y perfeccionamiento. Sus limitaciones e imperfecciones podrán superarse mediante una retroalimentación generada por la aplicación directa a ejemplos característicos. Queda pues, en manos de los ingenieros y arquitectos, la difusión y uso racional de este mecanismo de evaluación de la capacidad sísmica de las construcciones.

Podría pensarse que la consecuencia de esta tarea conduzca a la mutilación de la creatividad arquitectónica. Lo cierto es que el sismo, como la gravitación, proveen el marco para dicha creatividad y, al condicionarla, la enriquecen.

#### 4.4) VALORES DE CALIFICACION Y ACEPTACION EN EL ANALISIS DEL INDICE DE CALIDAD ESTRUCTURAL-SISMO RESISTENTE

$$I = [ P \times E \times S \times C ] \times [ F ]$$

Donde

I = Índice de calidad estructural sismo resistente

$$P = P_1 \times P_2 \times P_3$$

P = Índice de la planta

P<sub>1</sub> = Simetría

P<sub>2</sub> = Proporción

P<sub>3</sub> = Continuidad

$$E = E_1 \times E_2 \times E_3$$

E = Índice de la elevación

E<sub>1</sub> = Simetría

E<sub>2</sub> = Proporción

E<sub>3</sub> = Continuidad

$$S = S_1 [ R_c \times (S_2 \times S_3) + R_m (S_4 \times S_5) ]$$

S = Índice de componentes del sistema estructural

S<sub>1</sub> = Densidad de elementos verticales: área (columnas - muros)

$$R_c = \frac{\text{Área de columnas}}{\text{Área (columnas + muros)}}$$

$$R_m = \frac{\text{Área de muros}}{\text{Área (columnas + muros)}}$$

- S<sub>2</sub> = Continuidad de pórticos
- S<sub>3</sub> = Relación columnas vigas
- S<sub>4</sub> = Continuidad de muros
- S<sub>5</sub> = Conexiones de muros

$$C = C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_4$$

- C = Índice de la configuración estructural
- C<sub>1</sub> = Simetría y uniformidad
- C<sub>2</sub> = Distribución de rigidez
- C<sub>3</sub> = Simetría de masas
- C<sub>4</sub> = Relación con elementos no estructurales

$$F = F_1 \times F_2 \times F_3 \times F_4$$

- F = Factores de adecuación
- F<sub>1</sub> = Suelo
- F<sub>2</sub> = Uso
- F<sub>3</sub> = Altura
- F<sub>4</sub> = Relación suelo altura

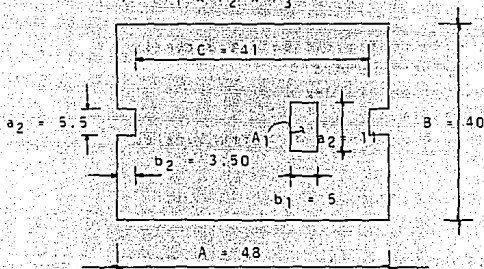
**NOTA:** - En el Apéndice A se desglosa el criterio que rige para cada coeficiente.

## 4.5.) APLICACION EN EL EDIFICIO EN ESTUDIO

$$I = [P \times E \times S \times C] \times [F]$$

CRITERIOS PARA EL INDICE EN PLANTA

$$P = P_1 \times P_2 \times P_3$$



$P_1$ : Simetría

$$\frac{A_1}{A \times B} < 0.10 \quad \Rightarrow \quad P_1 = \text{bueno}$$

$$A_1 = a_1 \times b_1 = 11 \times 5 = 55$$

$$\frac{55}{40 \times 48} = 0.03 < 0.10 \quad \Rightarrow$$

$$P_1 = 1.0$$

$P_2$ : Proporción

$$\frac{A}{B} = \frac{48}{40} = 1.2 < 3 \quad \Rightarrow \quad P_2 = \text{bueno}$$

$$P_2 = 1.0$$

$P_3$ : Continuidad

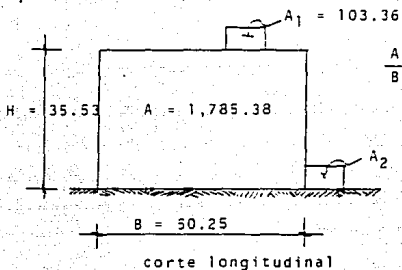
$$\left. \begin{aligned} \frac{2(5.5 \times 3.5)}{48 \times 40} &= 0.02 < 0.15 \\ \frac{B}{2} &= \frac{40}{2} = 20 < C = 41 \end{aligned} \right\} P_3 = \text{bueno}$$

$$P_3 = 1.0$$

CRITERIOS PARA EL INDICE DE LA ELEVACION

$$E = E_1 \times E_2 \times E_3$$

$E_1$ : Simetría en la elevación



$$\frac{A_1}{B \times H} < 0.10 \Rightarrow E_1 = \text{Bueno}$$

$$\frac{103.36}{1,785.38} = 0.06$$

$$E_1 = 1.0$$

$E_2$ : Proporción

$$\frac{B}{H} > 1/4 \Rightarrow E_2 = \text{bueno}$$

$$\frac{50.25}{35.53} = 1.41 > 1/4$$

$$E_2 = 1.0$$

$E_3$ : Continuidad

$$\frac{c}{B} = \frac{40}{48} = 0.83 > 0.8 \Rightarrow E_3 = \text{bueno}$$

$$E_3 = 1.0$$

CRITERIOS PARA EL INDICE DE COMPONENTES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

$$S = S_1 [R_c \times (S_2 \times S_3) + R_m (S_4 \times S_5)]$$

$S_1$ : Densidad de elementos verticales

Nivel 10

$R_c$  = área de columnas

$R_m$  = área de muros

Columnas

4 de esquina	$\Rightarrow$	4 x 0.12 = 0.48 m <sup>2</sup>
18 exteriores		18 x 0.12 = 2.16
20 exteriores		20 x 0.16 = 3.20
		$R_{c10} = 5.84 \text{ m}^2$

Muros

longitud total	= 137.3
espesor	$\times 0.15$
	$R_{m10} = 20.60 \text{ m}^2$

Procediendo de igual forma para los demás niveles, se tiene:

Nivel 9

$R_{c9}$	= 6.64 m <sup>2</sup>
$R_{m9}$	= 15.62

Nivel 4

$R_{c4}$	= 17.28 m <sup>2</sup>
$R_{m4}$	= 18.97

Nivel 8

$R_{c8}$	= 8.36 m <sup>2</sup>
$R_{m8}$	= 15.62 m <sup>2</sup>

Nivel 3

$R_{c3}$	= 19.96 m <sup>2</sup>
$R_{m3}$	= 15.62



Nivel 7

$$R_{c7} = 10.24 \text{ m}^2$$

$$R_{m7} = 20.69$$

Nivel 2

$$R_{c2} = 23.06 \text{ m}^2$$

$$R_{m2} = 24.10$$

Nivel 6

$$R_{c6} = 12.34 \text{ m}^2$$

$$R_{m6} = 15.62$$

Nivel 1

$$R_{c1} = 26.44 \text{ m}^2$$

$$R_{m1} = 21.68$$

Nivel 5

$$R_{c5} = 14.60 \text{ m}^2$$

$$R_{m5} = 15.62$$

Planta baja

$$R_{cP.B.} = 29.68 \text{ m}^2$$

$$R_{mP.B.} = 31.13$$

## Suma de áreas

$$R_{TC} = 174.44$$

$$R_{Tm} = 215.27$$

$$R_s = 389.71$$

$$R_c = 174.44 / 319.71 = 0.45$$

$$R_m = 215.27 / 319.71 = 0.55$$

$$A_v = R_{Tm} + R_{TC} = 215.27 + 174.44 = 389.71 \text{ m}^2$$

$$n=3$$

$$A_n = 2,107.75 \times 9 = 18,969.75 \text{ m}^2$$

$$n=11$$

+

$$n=P.B.$$

$$A_n = 2,421.52 \times 3 = 7,264.56 \text{ m}^2$$

$$n=2$$

$$A_T = 26,234.31 \text{ m}^2$$

Considerando sólo columnas como únicos elementos resistentes a cargas verticales:

$$S_1 = \frac{R_{TC} \text{ (cm}^2\text{)}}{\text{(m}^2\text{)}} = \frac{174.44 \times 10^4}{26,234.32} = 66.49 \gg 18$$

$$\Rightarrow S_1 = \text{bueno}$$

Considerando muros y columnas

$$S_1 = \frac{Av}{A} \frac{(\text{cm}^2)}{(\text{cm}^2)} = \frac{389.71 \times 10^4}{26.234.31} = 148.55 \gg 18$$

⇒  $S_1 = \text{bueno}$

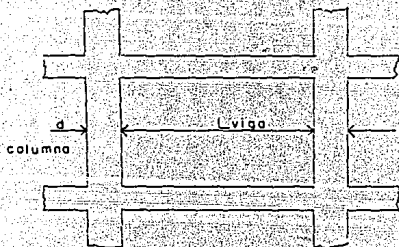
$$S_1 = 1.0$$

$S_2$ : Continuidad de pórticos

(No se considera que existan irregularidades significativas en pórticos)

$$S_2 = \text{bueno} = 1.0$$

$S_3$ : Relación columnas-vigas



$$\alpha = \frac{L_{\text{viga}}}{D_{\text{viga}}}$$

$h$  columna

$$\alpha = \frac{h_{\text{columna}}}{d_{\text{columna}}}$$

$$\left. \begin{array}{l} D = 0.45 \\ L = 7.41 \end{array} \right\} \beta = \frac{7.41}{0.45} = 16.45$$

$$\left. \begin{array}{l} h = 2.80 \\ d = 0.59 \end{array} \right\} \alpha = \frac{2.80}{0.59} = 4.75$$

$S_3 = \text{regular}$

$$S_3 = 0.9$$

(nota: El valor del espesor de las columnas se obtuvo mediante un promedio pesado).

$S_4$ : Continuidad de muros y

$S_5$ : Conexión de muros

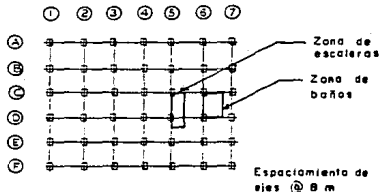
Nota: Los muros existentes no tienen participación estructural para cargas verticales, por lo que se considera que no alteran el índice de Componentes del Sistema Estructural.

$$S_4 = S_5 = 1.0$$

### CRITERIOS PARA EL INDICE DE LA CONFIGURACION ESTRUCTURAL

$$C = C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_4$$

$C_1$ : Simetría y uniformidad estructural



$$C_1 = \text{bueno} = 1.0$$

$C_2$ : Distribución de rigidez

$$C_2 = \text{bueno} = 1.0$$

$C_3$ : Simetría de masas

$$C_3 = \text{regular} = 0.9$$

$C_4$ : Relación de elementos no estructurales

$$C_4 = \text{bueno} = 1.0$$

CRITERIOS PARA LOS FACTORES DE ADECUACION

$$F = F_1 \times F_2 \times F_3 \times F_4$$

$F_1$ : suelo	—————→	Condición 3	⇒	$F_1 = 0.7$
$F_2$ : uso	—————→	Condición 1	⇒	$F_2 = 1.0$
$F_3$ : altura	—————→	Condición 2	⇒	$F_3 = 0.90$
$F_4$ : relación suelo_altura de edificación	—————→	Condición 2	⇒	$F_4 = 0.90$

## Resumiendo

$$P = P_1 \times P_2 \times P_3 = 1.0$$

$$E = E_1 \times E_2 \times E_3 = 1.0$$

$$S = S_1 [R_c \times (S_2 \times S_3) + R_m(S_4 \times S_5)]$$

$$= 1.0 [0.45 \times (0.9 \times 1.0) + 0.55 \times (1.0 \times 1.0)]$$

$$= 0.955$$

$$C = C_1 \times C_2 \times C_3 \times C_4$$

$$= 0.9 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 = 0.90$$

$$F = F_1 \times F_2 \times F_3 \times F_4$$

$$= 0.7 \times 1.0 \times 0.9 \times 0.9 = 0.567$$

$$I = 1.0 \times 1.0 \times 0.955 \times 0.9 \times 0.567$$

$$= 0.487$$

Siendo  $I = 0.49 > 0.45$  podrá pasarse a la etapa de diseño, usando se directamente los criterios de las Normas Técnicas para Diseño por Sismo.

## C A P I T U L O    5

### DESCRIPCION DEL METODO UTILIZADO PARA LOS ANALISIS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO Y SU SISTEMATIZACION EN COMPUTADORA

Debido al grado de desarrollo alcanzado en las últimas décadas en materia de computación, la ingeniería estructural se ha visto enriquecida al optimizarse los mecanismos de entrada, procesamiento, salida y almacenamiento de datos en los sistemas de cálculo.

La computadora, debido a sus características, se ha convertido en una herramienta capaz de sistematizar el análisis y cálculo de estructuras por complejas que éstas sean. Además de abatir los tiempos de procesamiento, las computadoras han sido el medio para lograr mejores diseños de estructuras, al liberar a las mentes creativas de las tareas mecánicas y monótonas permitiéndoles canalizar sus esfuerzos a actividades que transformen y optimicen el trabajo de las estructuras y sus elementos.

Es importante, sin embargo, entender que la computadora no es un instrumento infalible y perfecto. Lo mismo que los programas de cómputo y que sus creadores, las computadoras adolecen de algunas deficiencias que las hacen susceptibles de errores, ya sean de concepto o de detalle, por lo que el analista deberá ser precavido al manejar los resultados que esta herramienta le proporcione.

En el análisis del edificio se empleó un programa llamado "SICAL" (Sistema de Cálculo), que fué desarrollado en la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes por el Ing. Miguel A. Barousse Moreno. Este programa sistematiza el análisis de la estructura considerándola esquelétalmente plana utilizando el método de las rigideces.

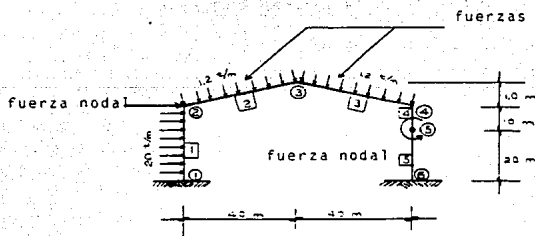
#### 5.1) IDEALIZACION ESTRUCTURAL

Para utilizar el programa, se requiere idealizar el sistema, por complejo que éste sea, de tal forma que permita su tratamiento matemático

co. Comúnmente esto se logra considerando la estructura como formada por un conjunto de elementos, conectados en ciertos puntos llamados nudos y sometido a un determinado número de fuerzas. En este caso, los elementos son piezas de ingeniería identificables como son las vigas y columnas.

Los elementos de la estructura pueden ser de dimensiones finitas o infinitesimales, rectos o curvos, prismáticos o de sección variable, planos o tridimensionales, etc. La característica básica de estos elementos es que sus relaciones fuerza-deformación sean conocidos y que a su vez éstas se puedan establecer en base a un número limitado de fuerzas y desplazamientos, en particular, las fuerzas y los desplazamientos actuando en los nudos del elemento, llamados fuerzas y desplazamientos nodales.

En general, las fuerzas actuando en una estructura pueden ser de dos tipos: fuerzas nodales, esto es, fuerzas que actúan directamente en los nudos de la estructura; y fuerzas de miembro, las que actúan en un elemento cualquiera.

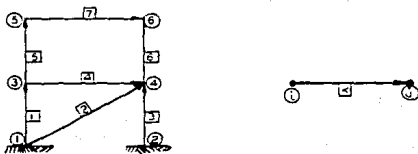


Fuerzas nodales y de miembro en una estructura

La descripción matemática de una estructura deberá incluir, por lo tanto:

- 1) La topología de la estructura (esto es, número de nudos, número de elementos, número y tipo de apoyos y la conectividad de los elementos).
- 2) Las propiedades de los elementos (relaciones fuerza-deformación, longitud, etc.).
- 3) Tipo y magnitud de las fuerzas.

En lo que se refiere al primer punto, esto se puede lograr numerando los nudos y los elementos como se indica en la siguiente figura y especificando un sentido para cada elemento. Así, el elemento K va del nudo i al nudo j



Topología de un sistema estructural

En la figura, los números dentro de círculos se refieren a los nudos, mientras que los números dentro de rectángulos indican la seriación de los elementos. En base a la figura se obtiene

Número de nudos = 6  
 Número de elementos = 7  
 Número de apoyos = 2

La conectividad de los elementos se indica por medio de la tabla siguiente:

Elemento o barra	Nudo i	Nudo j
1	1	2
2	1	4
3	2	4
4	3	4
5	3	5
6	4	6
7	5	6

Es importante mencionar que la forma en que se numeren los nudos tiene una gran influencia en la eficiencia del método de análisis, especialmente en lo que se refiere a tiempo de computadora necesario para resolver un problema en particular.

Una vez idealizado el sistema estructural, se procede a alimentar al programa con los siguientes datos:

### 1. INFORMACION GENERAL

Se proporciona el nombre de la estructura, el número de barras, el número de puntos nodales, el número de materiales y el número de secciones transversales,

### 2. COORDENADAS DE LOS PUNTOS NODALES Y CONDICIONES DE FRONTERA

Se ubican los puntos nodales en el plano, especificando las coordenadas en X y en Y. Se definen, además, las condiciones de apoyo con restricciones para desplazamientos horizontales, verticales y condiciones de giro.

### 3. DATOS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

Se indica el tipo de sección transversal y sus propiedades geométricas.



#### 4. DATOS DE LOS MATERIALES

Se establecen las características intrínsecas de los materiales estructurales, como son el Módulo de Elasticidad y la Relación de Poisson.

#### 5. DATOS DE LAS BARRAS

De la información recabada para la idealización de la estructura se extrae la relativa a la conectividad en barras y el tipo de conexión entre ellas y ésta se vacía en el archivo de datos.

#### 6. DATOS DE CARGAS

Se definen los tipos de cargas y las barras y/o nudos donde actúan.

Ya planteado el problema, idealizada la estructura y definida la información básica, se inicia el proceso de cómputo y se resuelve el marco mediante una sistematización del Método de las Rigideces (o desplazamientos) aplicado a las estructuras esqueléticas planas. - Entendiéndose por estructura esquelética plana aquella que se construye únicamente con barras coplanares.

Dado que no forma parte de esta investigación la descripción detallada del método de las rigideces ni del procedimiento computarizado del mismo, sino de mostrar, sobre todo conceptualmente, las ideas del método de las rigideces para su posterior sistematización en computadora, se ilustra a continuación al algoritmo utilizado reservándose para el Apéndice B la descripción general del método.

ESQUEMA GENERAL DEL METODO DE RIGIDECES

ecuación de equilibrio  
de cada barra en  
coordenadas  
locales

ecuación de equilibrio  
de cada barra en  
coordenadas  
globales

ecuación de equilibrio  
de la estructura  
completa

(1)

$$f^e + ku = fe$$

(2)

$$f^g + kU = fe$$

(3)

$$KU = P$$

(4)

Se obtiene U

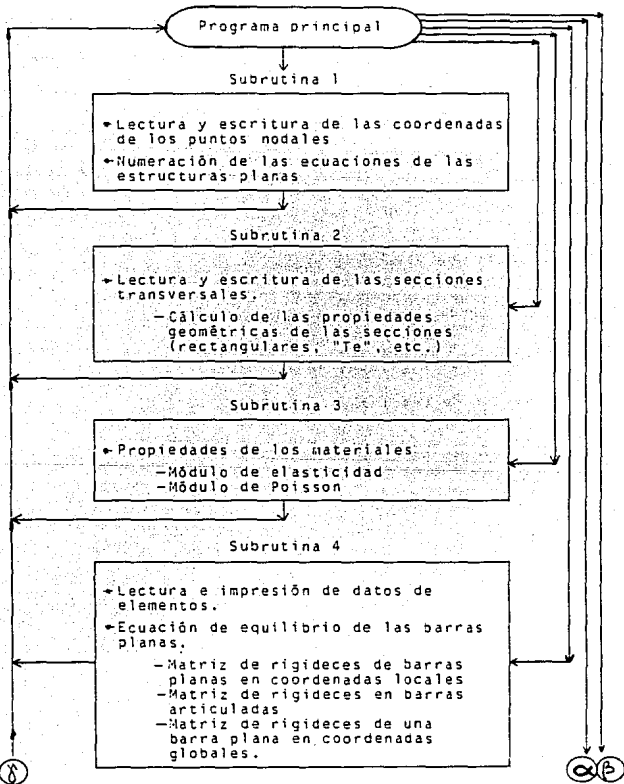
(5)

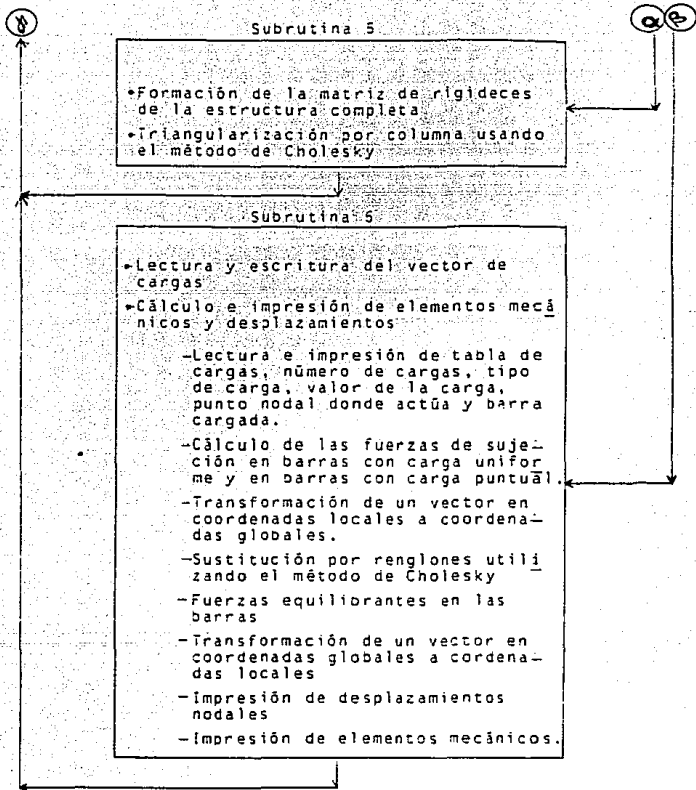
Sustituyendo (4)  
en (2) se obtie-  
nen reacciones y  
en (1) los ele-  
mentos mecánicos

Donde:

- $f^a$  = vector de fuerzas de empotramiento en coordenadas locales
- $f^o$  = vector de fuerzas de empotramiento en coordenadas globales
- $k$  = matriz de rigideces del elemento en coordenadas locales
- $\underline{k}$  = matriz de rigideces del elemento en coordenadas globales
- $u$  = vector de desplazamientos del elemento en coordenadas locales
- $\underline{u}$  = vector de desplazamientos del elemento en coordenadas globales.
- $f_e$  = vector de elementos mecánicos del elemento en coordenadas locales
- $\underline{f_e}$  = vector de elementos mecánicos del elemento en coordenadas globales
- $K$  = matriz de rigideces de la estructura completa
- $U$  = vector de desplazamientos asociado a los grados de libertad de la estructura completa
- $P$  = vector de fuerzas asociadas a los grados de libertad de la estructura completa

FLUJO DE INFORMACION DEL PROGRAMA DE COMPUTO  
(SICAL)





## C A P I T U L O 6

### REVISION DEL EDIFICIO PARA LAS NORMAS VIGENTES DURANTE SU CONSTRUCCION

#### CARGAS MUERTAS

Con base en los resultados obtenidos de la verificación de la geometría del sistema estructural y de los elementos arquitectónicos que gravitan sobre ésta, se realizó la evaluación de las cargas muertas o permanentes, aplicando los pesos volumétricos estipulados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1966 (RCDF-1966) (Ver tabla 6.1.).

Adicionalmente al peso propio del sistema de piso, se tomaron en consideración: el peso del firme de mortero que se colocó sobre la losa, el peso del piso (alfombra o loseta vinílica), el peso del plafón y una carga equivalente de muros ligeros para división de áreas. En la azotea se tomó en cuenta el peso del anclaje drillado, el peso del entortado y el peso de un relleno a base de tezontle para proporcionar las pendientes para la bajada de las aguas pluviales.

#### CARGAS VIVAS

Las cargas vivas consideradas en la presente evaluación son las sugeridas en el Reglamento de Construcción del D.F. de 1953 y que para entresijos de oficinas con áreas mayores de  $33 \text{ m}^2$ , son de  $150 \text{ kg/m}^2$ , para cargas gravitacionales, y de  $110 \text{ kg/m}^2$  para fuerzas sísmicas. Para azoteas, las cargas utilizadas fueron de  $100 \text{ kg/m}^2$  y  $40 \text{ kg/m}^2$  para cargas verticales y laterales, respectivamente.

TABLA 6.1 PESOS UNITARIOS

En todos los casos se tomará en cuenta la posibilidad de variación en el contenido de humedad y su efecto en las cargas.

Material		Peso en ton/m3	
		mínimo	máximo
Piedras naturales			
Areniscas (chilucas y canteras) . . . . .	secas	1.75	2.45
Areniscas . . . . .	saturadas	2.00	2.50
Basaltos (piedra braza, recinto, laja, etc.) . . . . .	secos	2.35	2.60
Basaltos . . . . .	saturados	2.45	2.65
Granito natural . . . . .		2.40	3.20
Mármol . . . . .		2.55	2.60
Pizarras . . . . .	secas	2.30	2.80
Pizarras . . . . .	saturadas	2.35	2.35
Tepetates (depósitos superficiales tales como brechas cohesivas, tobos volcánicas o conglomerados aluviales) . . . . .	secos	0.75	1.60
Tepetates . . . . .	saturados	1.30	1.95
Tezontles . . . . .	secos	0.65	1.25
Tezontles . . . . .	saturados	1.15	1.35
Suelos			
Arena cuyos granos son sensiblemente del mismo tamaño . . . . .	seca	1.40	1.75
Arena cuyos granos son sensiblemente del mismo tamaño . . . . .	saturada	1.85	2.10
Arena bien graduada . . . . .	seca	1.55	1.90
Arena bien graduada . . . . .	saturada	1.95	2.28
Piedras artificiales y morteros			
Concreto simple con agregados de peso normal . . . . .		2.00	2.20
Concreto reforzado hasta con 250 kg de acero por m3. . . . .		1.40	1.50
Mortero de cal y arena . . . . .		1.40	1.50
Mortero de cemento y arena . . . . .		1.90	2.00
Mortero de yeso . . . . .		1.20	1.50
Tabique o ladrillo rojo macizo hecho a mano . . . . .		1.35	1.65
Tabique o ladrillo rojo macizo o prensado . . . . .		1.55	2.25

TABLA 6.1. (Continuación)

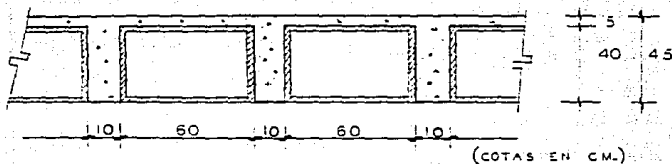
Material		Peso en ton/m <sup>3</sup>	
		mínimo	máximo
Maderas			
Caoba	seca	0.56	0.65
Caoba	saturada	0.70	1.60
Cedro rojo	seco	0.40	0.55
cedro	saturado	0.55	0.70
Oyamel	seco	0.35	0.40
Oyamel	saturado	0.60	0.65
Encino	seco	0.75	0.90
Encino	saturado	0.80	1.00
Palma real	seca	0.60	0.70
Palma real	saturada	1.00	1.10
Pinos (diversas especies, incluyen do ayacahuite, etc.)		secos	0.45
Pinos		saturados	0.80
Vidrio estructural			
Bloques de vidrio para muros		0.65	1.25
Prismáticos para tragaluces		1.50	2.00
Vidrio plano		2.80	3.10
Mosaicos			
Pasta		25	35
Granito o terrazo			
20 x 20		35	45
30 x 30		45	55
Azulejo y losetas			
Azulejo		10	15
Losetas vinílica, asfáltica o de hule, hasta de 4 mm de espesor, incluyendo pegamento de las losetas		5	10

En el cálculo del peso de muros y demás elementos de mampostería, así como en revestimientos, debe adicionarse el peso de aplanados y juntas de mortero. En muros de bloque hueco se tomará en cuenta el mortero que pueda entrar en los huecos, salvo que se adopten precauciones para evitar dicha penetración. Se tomarán en cuenta los pesos de las fachadas en el cálculo de cargas muertas.



EVALUACION DE CARGAS

Losa aligerada



Peso volumétrico del casetón considerando el volumen bruto.

$$\gamma_c = 0.60 \text{ t/m}^3$$

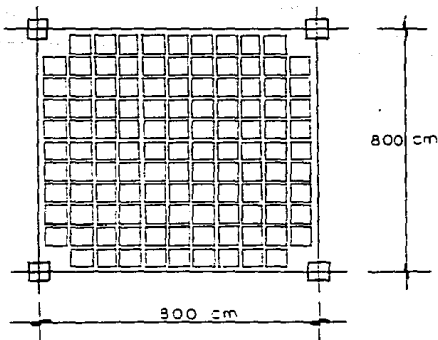
Volumen del casetón

$$V_c = 0.60 \times 0.60 \times 0.40 = 0.144 \text{ m}^3$$

Peso por pieza

$$W_c = 0.0854 \text{ ton/pza.}$$

Considerando un tablero común



Número de casetones en 8 m	= 11 pzas de 50 x 50 cm c/u
Número de nervaduras	= 11 unidades de 10 cm c/u
Número total de casetones (Zona de capitel)	= 121 pzas.
	<u>    4    </u>
Número de casetones por tablero	117 pzas

Peso total de casetones:

$$W_c = 0.0864 \times 117 = 10.10 \text{ ton.}$$

Volumen de losa aligerada

$$V = 8 \times 8 \times 0.45 = 28.8 \text{ m}^3$$

Volumen de casetones:

$$V_c = 117 \times 0.40 \times 0.60 \times 0.60 = 16.85 \text{ m}^3$$

Volumen de capiteles

$$V_a = 4 \times 0.60 \times 0.60 \times 0.40 = 0.58 \text{ m}^3$$

Volumen neto de concreto

$$V_{TC} = 28.8 - 16.85 + 0.58 = 12.53 \text{ m}^3$$

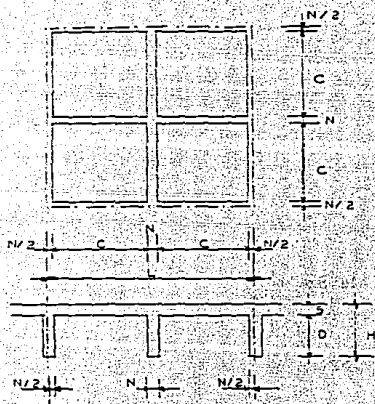
Peso del concreto por tablero

$$W = 12.53 \times 2.4 = 30.07 \text{ ton.}$$

Peso total de la losa por metro cuadrado

$$W_l = \frac{(30.07 - 10.10)}{(8 \times 8)} = 0.628 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando las ayudas para diseño estructural (1976) de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C. tenemos:



donde:

- H = Peralte total de la losa
- L = Longitud considerada
- C = Longitud lado del casetón
- D = Peralte del casetón
- N = Espesor de la nervadura
- $P_{vc}$  = Peso volumétrico del concreto  
= 2.4 ton/m<sup>3</sup>
- $P_{vb}$  = Peso volumétrico promedio del casetón considerando el volumen bruto  
= 0.60 t/m<sup>3</sup>

$$W = \frac{(HL^2 - C^2D \times 4) P_{vc} + C^2D \times 4 \times P_{vb}}{L^2}$$

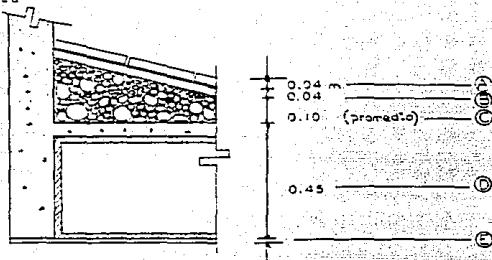
$$W_2 = \frac{((0.45) \times (1.5)^2 - (0.6)^2 (0.40) (4)) (2.4)}{(1.4)^2} + \frac{(0.6)^2 (0.4) (4) (0.6)}{(1.4)^2} = 0.551 \text{ t/m}^2$$

Promediando este último valor con el obtenido con el procedimiento anterior, tenemos

$$W = (W_1 + W_2) / 2 = (0.628 + 0.551) / 2$$

$$W_{ms} = 0.60 \text{ t/m}^2$$

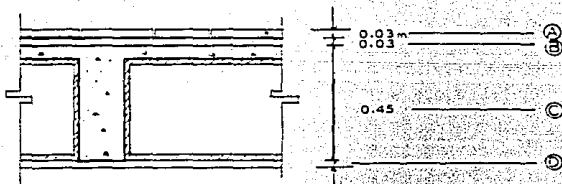
Losa de azotea



A. Enladrillado	=	0.056 ton/m <sup>2</sup>
B. Firme de mortero	=	0.080
C. Relleno (Tezontle)	=	0.125
D. Losa aligerada	=	0.600
E. Plafond	=	0.030
F. Incremento de carga por reglamento	=	0.040

Carga muerta = 0.941 ton/m<sup>2</sup>

Losa de entrepiso



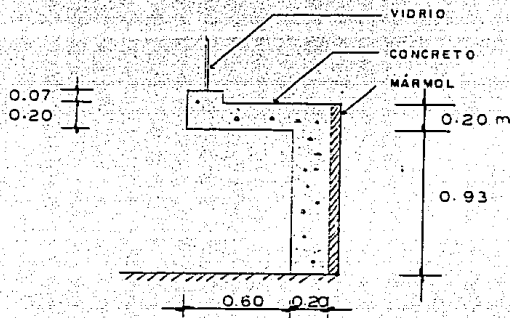
A. Piso de granito de 40 x 40	=	0.055 ton/m <sup>2</sup>
B. Firme de mortero (0.03 x 20)	=	0.060
C. Losa aligerada	=	0.500
D. Plafond	=	0.030
E. Densidad de muros de tablaroca	=	0.040
F. Incremento de carga por reglamento	=	0.040

Carga muerta = 0.835 ton/m<sup>2</sup>

## Escaleras

Peso de la losa	=	17.28 ton
Peso del firme	=	1.43
Peso del terrazo	=	1.24
Peso total de escalera	=	<u>19.95 ton</u>

## Repisa de entrepiso



Longitud = 189 m

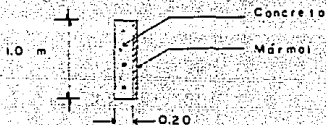
Peso del concreto	=	$1.8 \times 0.2 \times 189 \times 2.40$	=	163.30 ton
Peso del mármol	=	$0.025 \times 1.13 \times 189 \times 2.60$	=	13.88
Peso del vidrio	=	$1.53 \times 189 \times 0.025$	=	7.23
Peso del aplanado	=	$1.80 \times 189 \times 0.02 \times 1.20$	=	8.51
Peso total de la repisa	=		=	<u>192.92 ton</u>

Pretil de azotea

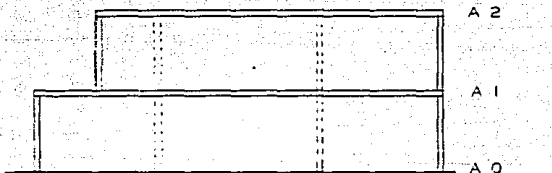
$$\text{Peso del concreto} = 0.20 \times 1.0 \times 189 \times 2.40 = 90.72 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del mármol} = 1.0 \times 189 \times 0.025 \times 2.50 = 12.29$$

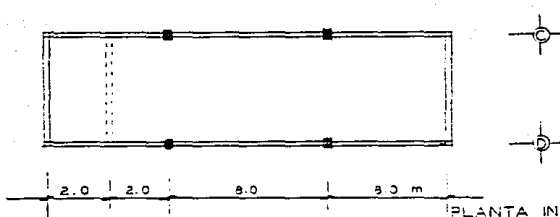
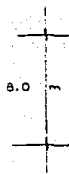
$$\text{Peso total del pretil} = 103.01 \text{ ton}$$



Cuartos de azotea



ELEVACION



PLANTA INFERIOR

## Losa A-2

$$\begin{aligned} \text{Area} &= 3.0 \times 16.0 &= 128.00 \text{ m}^2 \\ \text{Peso} &= 128.0 \times 0.941 &= 120.45 \text{ ton} \end{aligned}$$

## Muros A-2

$$\begin{aligned} \text{Longitud} &= 2(16.0 - 8.0) &= 48.0 \text{ m} \\ \text{Peso} &= 48.0 \times 2.30 \times 0.14 \times 1.55 &= 25.50 \text{ ton} \end{aligned}$$

## Losa A-1

$$\begin{aligned} \text{Area} &= 8.0 \times 18.0 &= 144.0 \text{ m}^2 \\ \text{Peso} &= 144.0 \times 0.835 &= 120.24 \text{ ton} \end{aligned}$$

## Muros A-1

$$\begin{aligned} \text{Longitud} &= 2(18.0 + 8) &= 52.0 \text{ m} \\ \text{Peso} &= 52.0 \times 2.0 \times 0.14 \times 1.65 &= 24.02 \text{ ton} \end{aligned}$$

## Peso de columnas

$$(0.35)^2 (5.30) (4) (2.4) = 6.23 \text{ ton}$$

Carga muerta total	= 295.44 ton
Carga viva total (128+144) (0.150)	= 40.80 ton
Peso total de los cuartos	
	= 337.24 ton

## Cargas de azotea

$$\text{Area total} = \text{superficie total} - \text{cubo de elevadores} - \text{cubo de escaleras}$$

$$\text{Superficie total} = (50.5 \times 18.5 \times 2) + (5.50 \times 43.5) = 2,107.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Area de elevadores} = 2.50 \times 2 \times 5 = 25.00$$

$$\text{Area de escaleras} = (2.40 \times 3.70) - (6.0 \times 4.10) = 33.48$$

---


$$\text{Area total} = 2,049.27 \text{ m}^2$$

° Peso de la losa = $(2,049.27 \times 0.941)$	=	1,928.36 ton
° Pretel	=	103.01
° Cuartos de azotea	=	320.60
° Elevadores	=	7.50
		<u>2,359.47 ton</u>

Carga muerta	=	2,359.47
Carga viva $(1049.27 \times 0.100)$	=	204.93
Carga total (azotea)	=	<u>2,564.40 ton</u>

## Cargas del nivel 10

° Losa $(2,049.27 \times 0.835)$	=	1,711.14 ton
° Repisa	=	192.92 ton
° Escaleras	=	19.95 ton
° Muros de baños $(h = 2.80 \text{ m})$		

Peso del muro $(35.95 \times 2.80 \times 0.14 \times 1.65)$	=	23.25 ton
Peso del azulejo $(37.45 \times 2.80 \times 0.015)$	=	1.57 ton
Peso del aplanado $(24.45 \times 2.80 \times 0.025)$	=	1.71 ton
		<u>26.5 ton</u>

° Otros muros  $(h = 2.80 \text{ m})$ 

Peso del muro $(7.50 \times 2.80 \times 0.14 \times 1.65)$	=	7.85 ton
Peso del aplanado $(15.0 \times 2.80 \times 0.025)$	=	1.05 ton
		<u>5.90 ton</u>

° Muros de baños auxiliares  $(h = 2.80 \text{ m})$ 

Peso del muro $(33.15 \times 2.80 \times 0.14 \times 1.65)$	=	21.44 ton
Peso del azulejo $(36.10 \times 2.80 \times 0.015)$	=	1.52 ton
Peso del aplanado $(30.20 \times 2.80 \times 0.025)$	=	2.11 ton
		<u>25.07 ton</u>



° Muros de escaleras (h = 2.80 m)

Peso del muro (60.70 x 2.80 x 0.14 x 1.65)	=	39.25 ton
Peso del aplanado (69 x 2.80 x 0.025)	=	4.83 ton
		<u>44.09 ton</u>

° Columnas

De esquina (4 x 0.35 x 0.35 x 2.80 x 2.40)	=	3.29 ton
Exteriores (18 x 0.35 x 0.35 x 2.80 x 2.40)	=	14.82 ton
Centrales (20 x 0.45 x 0.45 x 2.80 x 2.40)	=	27.22 ton
cols.	=	<u>45.33 ton</u>

En resumen, la carga total del nivel 10 es:

° Losa	=	1,711.14 ton
° Repisa	=	192.92 "
° Escaleras	=	19.95 "
° Muros de baños	=	26.54 "
° Muros de escaleras	=	44.09 "
° Otros muros	=	5.90 "
° Muros de baños auxiliares	=	25.07 "
° Columnas	=	45.33 "
* Carga muerta total	=	2,070.94 ton
* Carga viva (0.150 x 2049.27)	=	307.39
* Carga total (N-10)	=	<u>2,378.33 ton</u>

Carga del nivel 9:

° Losa	=	1,711.14 ton
° Repisa	=	191.92 "
° Escaleras	=	19.95 "
° Muros de baños	=	26.54 "
° Muros de escaleras	=	44.09 "
° Otros muros	=	5.90 "

° Columnas

De esquina (4 x 0.35 x 0.35 x 2.80 x 2.40) = 3.29 ton  
 Exteriores (18 x 0.35 x 0.35 x 2.80 x 2.40) = 14.82 ton  
 Interiores (20 x 0.45 x 0.45 x 2.80 x 2.40) = 27.22 ton  
 W<sub>cols.</sub> = 45.33 ton

\* Carga muerta = 2,045.87 ton

\* Carga viva = 307.39 ton

2,353.26 ton

Procediendo de igual forma, se obtienen las cargas para los demás entrepisos, así:

**CARGAS GRAVITACIONALES (RCDF-1966)**

NIVEL	SUPERFICIE (m <sup>2</sup> )	CARGA (ton)	CARGA DISTRIBUIDA (ton./m <sup>2</sup> )
Azotea	2,049	2,564	1.25
10	2,049	3,378	1.16
9	2,049	2,353	1.15
8	2,049	2,364	1.15
7	2,049	2,403	1.17
6	2,049	2,391	1.17
5	2,049	2,407	1.17
4	2,049	2,411	1.19
3	2,049	2,443	1.19
2	2,421	2,942	1.22
1	2,421	2,707	1.12
P.B.	2,421	2,787	1.15
Descarga total en la cimentación		29,938 ton.	

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

Del levantamiento realizado al edificio se pudo verificar que las secciones de columnas son: (en centímetros)

NIVEL	UBICACION Y CANTIDAD	SECCION
Sótano	Esquina (4)	75x75
	Exteriores (18)	85x85
	Interiores (20)	95x95
P.B.	Esquina (4)	70x70
	Exteriores (18)	80x80
	Interiores (20)	90x90
N-1	Esquina (4)	70x70
	Exteriores (18)	75x75
	Interiores (20)	85x85
N-2	Esquina (4)	60x60
	Exteriores (18)	70x70
	Interiores (20)	80x80
N-3	Esquina (4)	55x55
	Exteriores (18)	65x65
	Interiores (20)	75x75
N-4	Esquina (4)	50x50
	Exteriores (18)	60x60
	Interiores (20)	70x70

NIVEL	UBICACION Y CANTIDAD	SECCION
N-5	Esquina (4)	45x45
	Exteriores (18)	55x55
	Interiores (20)	65x65
N-6	Esquina (4)	40x40
	Exteriores (18)	50x50
	Interiores (20)	50x60
N-7	Esquina (4)	40x40
	Exteriores (18)	45x45
	Interiores (20)	55x55
N-8	Esquina (4)	35x35
	Exteriores (18)	40x40
	Interiores (20)	50x50
N-9	Esquina (4)	35x35
	Exteriores (18)	35x35
	Interiores (20)	45x45
N-10	Esquina (4)	35x35
	Exteriores (18)	35x35
	Interiores (20)	40x40

Las columnas de los ejes (G) y (8) en los niveles N-2, N-1, P.B. y sótano tienen una sección constante de 35 x 35

Realizando un promedio pesado del ancho de las columnas se tiene:

$$\bar{c} = 59.35 \text{ cm}$$

De las secciones de columnas mostradas, se obtuvieron las áreas y momentos de inercia que permitieron modelar y analizar los marcos planos ortogonales que constituyen la estructura en su conjunto.

Para valuar el momento de inercia de las losas planas se consideró un ancho equivalente, a cada lado del eje de columnas, de acuerdo

al artículo 234, capítulo XXVIII del RCDF-1966, igual a:

$$b = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 \frac{L_2}{L_1}} + 0.3 c \leq 0.5 L_2$$

donde:

- $L_2$ : es el claro del tablero que se considera, en la dirección en que se mide el ancho equivalente.  
 $L_1$ : es el claro en la dirección que se analiza.  
 $c$ : es el diámetro de la intersección, con la losa o el ábaco, del mayor cono circular recto que pueda inscribirse en el capitel.

De esta manera, si:

$$\begin{aligned} L_1 &= 8.0 \text{ m} \\ L_2 &= 8.0 \text{ m} \\ c &= 0.59 \text{ m} \end{aligned}$$

Sustituyendo resulta:

$$b = \frac{0.5 \times 8.0}{1 + \frac{1.67 \times 8.0}{8.0}} + 0.3 \times 0.59$$

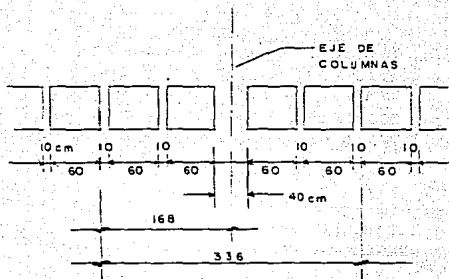
$$b = 1.68 \text{ m}$$

$$0.5 L_2 = 0.5 \times 8.0 = 4.0 > b$$

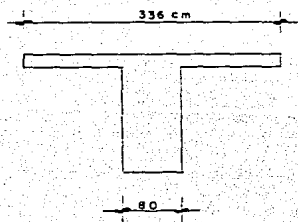
Por tanto

$$\begin{aligned} b &= 1.68 \text{ m} \\ h &= 0.45 \text{ m} \end{aligned}$$

Considerando un tablero tipo



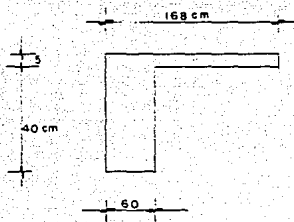
TRABE CENTRAL



$$A = 0.488 \text{ m}^2$$

$$I = 0.009879 \text{ m}^4$$

TRABE DE GRILLA



$$A = 0.324 \text{ m}^2$$

$$I = 0.0053575 \text{ m}^4$$

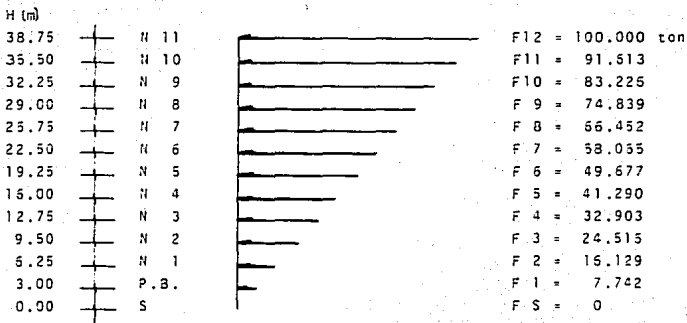
Una vez determinadas las propiedades de las secciones se procede a evaluar la rigidez de cada marco mediante el programa de cómputo SICAL.

Siendo la rigidez de entrepiso, la relación entre la fuerza cortante absorbida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles que

lo limitan, se deduce que la rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por tanto, para calcularla, con rigor, debe conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en general no es posible.

En marcos ordinarios de edificios el empleo de sistemas de cargas que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis introduce errores de poca importancia, y usualmente es aceptable calcular las rigideces a partir de hipótesis simplificadoras sobre la forma del sistema de fuerzas laterales. En muros, contravientos y ciertos marcos es indispensable tener en cuenta la variación de la carga lateral.

Para el edificio en análisis se eligió un sistema de fuerzas con variación lineal considerando que este es el tipo de variación de fuerzas del primer modo.



FUERZAS LATERALES PARA EL CALCULO DE LA RIGIDEZ LATERAL

Partiendo de esta hipótesis se obtienen las rigideces de entrepiso de la estructura original y que se muestran en la tabla 6.2. En esta tabla se muestra la similitud de rigideces entre los marcos interiores y una diferencia significativa entre éstos y los marcos exteriores. En la dirección  $x-x$  esto se entiende considerando la variación de la sección transversal en columnas interiores y columnas exteriores, pero en la dirección  $y-y$ , en que la diferencia de rigidez entre marcos interiores y marcos exteriores le dan a aquellos un incremento de casi un 50% con respecto a la rigidez de éstos, es notoria la disminución de la resistencia a fuerzas laterales provocadas por la falta de continuidad en el marco entre los ejes C-D.

Una vez obtenidas las rigideces de entrepiso de todos los marcos se procede a evaluar las fuerzas cortantes por entrepiso mediante un análisis sísmico estático.

#### ANÁLISIS POR SISMO:

Partiendo de la premisa de que los principales daños que presenta el edificio fueron producidos por los sismos de 1985 y de que las sollicitaciones de carga lateral evidenciaron insuficiencias en la rigidez general de la estructura, se verificará en primer término, su capacidad sísmo-resistente original. Así, revisando el capítulo XXXI, correspondiente a la sección de diseño por sismo de RCDF-1965, se obtienen los siguientes datos:

- Edificio del grupo B, con estructuración del tipo I
- Valor del coeficiente sísmico correspondiente a zonas de alta compresibilidad:

$$C = 0.06$$

NOTA IMPORTANTE: En el valor especificado del coeficiente sísmico, se encuentra implícito el amortiguamiento estructural, no permitiendo se reducciones adicionales por ese concepto. También se encuentra implícito el efecto de ductilidad  $Q$ .

**TABLA 6.2**  
**RIGIDECES DE ENTREPISO**  
**(Edificio original)**

marcos paralelos a la dirección x-x

Marco Nivel	A	B	C	D	E	F	G	TOTAL
11	2,511	3,896	3,912	3,912	3,905	2,517	-----	20,653
10	2,674	5,150	5,175	5,175	5,181	2,677	-----	26,032
9	3,432	6,372	6,408	6,408	6,410	3,435	-----	32,465
8	4,314	7,492	7,492	7,492	7,495	4,339	-----	38,624
7	6,136	8,287	8,406	8,406	8,402	4,956	-----	44,593
6	5,630	9,072	9,150	9,150	9,150	5,602	-----	47,754
5	6,118	9,702	9,796	9,796	9,798	6,164	-----	51,374
4	6,593	10,352	10,417	10,417	10,479	6,814	-----	55,192
3	7,378	11,300	11,497	11,497	11,515	8,083	-----	61,270
2	8,748	13,064	13,566	13,566	13,563	10,905	2,032	73,844
1	11,609	17,235	17,976	17,976	18,011	14,970	2,199	98,219
P.B.	29,638	44,529	45,461	45,461	45,524	39,506	6,623	250,797



**TABLA 6.2 (Continuación)**  
**Marcos paralelos a la dirección y-y**

Marco Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	R TOTAL
11	1,790	3,240	3,240	3,240	3,242	3,242	1,708	—	19,702
10	1,970	4,259	4,259	4,259	4,265	4,265	1,985	—	25,262
9	2,437	5,296	5,296	5,296	5,334	5,334	2,511	—	31,504
8	3,010	6,208	6,208	6,208	6,182	6,182	2,955	—	36,953
7	3,374	6,969	6,969	6,969	6,977	6,977	3,774	—	42,009
6	3,788	7,593	7,593	7,593	7,610	7,610	3,529	—	45,136
5	4,159	8,119	8,119	8,119	8,153	8,153	4,206	—	49,028
4	4,587	8,636	8,636	8,636	8,748	8,748	4,723	—	52,714
3	5,342	9,317	9,317	9,317	9,643	9,643	5,815	—	58,394
2	6,593	10,623	10,623	10,623	11,505	11,505	8,158	3,759	70,436
1	9,031	14,301	14,301	14,301	16,308	16,308	11,548	3,628	96,918
P. B.	24,417	37,765	37,765	37,765	38,754	38,754	30,513	5,747	246,963

Por tanto, la situación de las cargas, considerando una carga viva instantánea para revisión sísmica de  $w_a = 40 \text{ kg/cm}^2$  para azotea y de  $w_a = 110 \text{ kg/cm}^2$  para entrepiso, queda de la siguiente manera:

CARGAS PARA SISMO (RCDF-1966)	
Carga de azotea	2,441.44 ton
Carga del nivel 10	2,294.36 ton
Carga del nivel 9	2,271.29 ton
Carga del nivel 8	2,232.20 ton
Carga del nivel 7	2,321.15 ton
Carga del nivel 6	1,936.56 ton
Carga del nivel 5	2,324.77 ton
Carga del nivel 4	2,160.92 ton
Carga del nivel 3	2,360.92 ton
Carga del nivel 2	2,837.86 ton
Carga del nivel 1	2,610.50 ton
Carga de planta baja	2,689.87 ton
Descarga total en cimentación	28,731.28 ton

Con las cargas obtenidas y los coeficientes especificados se realizó un análisis sísmico estático de acuerdo al Reglamento de Construcciones ya mencionado (Art. 273, RCDF-1966).

La aplicación de este método utilizado se concreta a los siguientes pasos:

- Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales. El desarrollo de esta etapa se muestra en la tabla 6.3.
- Las fuerzas así obtenidas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (muros o marcos)

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

TABLA 6.3  
ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO (RCDF-1966)

NIVEL	CARGA $W_i$ (Ton)	ALTURA RELATIVA $h_i$ (Ton)	ALTURA ACUMULADA $H_i$ (m)	$W_i \cdot H_i$ (Ton.m)	$a_i = \frac{C}{Q} \cdot H_i \cdot \frac{\sum W}{\sum HW}$	$F_i = W_i a_i$ (Ton)	$V = \sum F$ (Ton)
azotea	2,441	3.25	38.75	94,588.75	0.11463	279.81	279.81
10	2,294	3.25	35.50	81,437.00	0.10502	240.92	520.73
9	2,271	3.25	32.25	73,239.75	0.09540	216.55	737.28
8	2,282	3.25	29.00	66,178.00	0.08579	195.77	933.05
7	2,321	3.25	25.75	59,765.75	0.07617	176.79	1,109.84
6	1,937	3.25	22.50	43,582.50	0.06656	128.93	1,238.77
5	2,325	3.25	19.25	44,756.25	0.05695	132.41	1,371.18
4	2,361	3.25	16.00	37,776.00	0.04733	111.75	1,482.93
3	2,361	3.25	12.75	30,102.75	0.03772	89.06	1,572.09
2	2,838	3.25	9.50	26,961.00	0.02810	79.75	1,651.84
1	2,611	3.25	6.25	16,318.75	0.01849	48.28	1,700.12
P.B.	2,690	3.25	3.00	8,070.00	0.00887	23.86	1,723.98
$\Sigma$	28,732	38.75		582,776.50		1,723.98	

Cortante basal  $V = 1,723.98$  ton

Comprobación

$$\frac{C}{Q} = \frac{V}{W} = \frac{1,723.98}{28,732} = 0.06 \quad (\text{correcto})$$

En este último paso (inciso b) del análisis sísmico hay que considerar que el artículo 273 especifica que la excentricidad torsional calculada en cada nivel se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel.

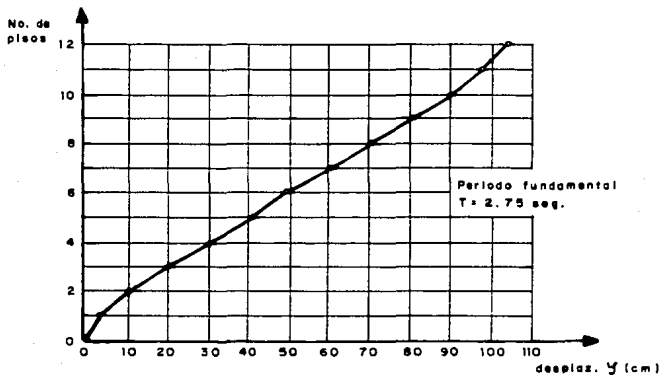
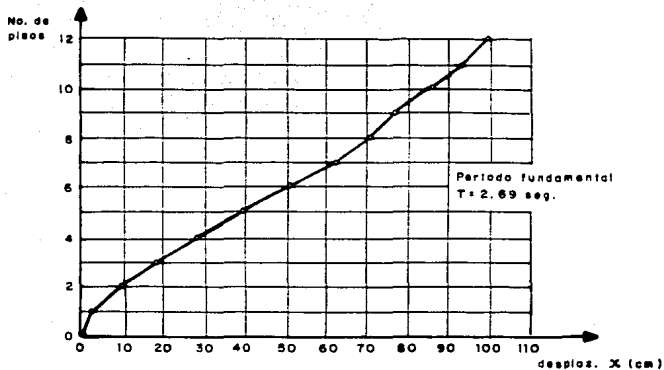
Para el diseño estructural de cada miembro estructural se supondrá que la excentricidad puede tomar los dos valores siguientes:

- I. 1.5 veces el valor calculado más 0.05 veces la máxima dimensión del piso que se analiza (excentricidad accidental) medida en la dirección normal a la fuerza cortante.
- II. El valor calculado menos la excentricidad accidental.

En cada caso regirá aquel valor que produzca los efectos más desfavorables.

Con las fuerzas sísmicas obtenidas en la tabla 6.3 evaluamos los desplazamientos promedio del edificio, en su conjunto, aplicando los cortantes de entrepiso en el centro de rigideces. Esto nos proporciona una visión general del movimiento horizontal del edificio (Fig. 6.1). No obstante, adicionando al cortante directo por sismo el cortante adicional por efecto de torsión, se tiene un cortante total en cada marco, superior al que obtiene del análisis estático común. Este fenómeno, pese a que incrementa los desplazamientos laterales de cada marco en particular, puede considerarse representado satisfactoriamente por los desplazamientos promedio del conjunto si el cortante adicional por torsión es menor al 25% del valor del cortante directo.

En la figura 2.1 se pudo apreciar una ligera irregularidad de elevación en los niveles 2 y 3 causada por la presencia de salientes en el nivel 2. Esta asimetría en elevación provoca (como se verá más adelante en el capítulo 9) excentricidades indeseables que inducen importantes efectos de torsión. Por ello y para probar



**FIG. 6.1 DESPLAZAMIENTOS DEL EDIFICIO ORIGINAL APLICANDO LOS CRITERIOS DEL RCDF-1966, EN AMBAS DIRECCIONES**

lo expuesto en el párrafo anterior, se eligió el nivel 3 para modo de análisis. Así

El cortante total por efecto directo vale, en ese entrepiso:

$$V_{T,DIR} = 1.572 \text{ ton.}$$

Considerando el marco B, se tiene una rigidez relativa de:

$$\frac{K_B}{K_T} = \frac{13.064}{73.844} = 0.177$$

Por lo que el cortante directo para ese marco vale:

$$V_{dir} = 0.177 \times 1.572 = 27.811 \text{ ton}$$

distribuyendo el cortante total entre los marcos, por efecto de torsión, se tiene:

$$V_{T,B} = 325 \text{ ton}$$

por lo que el cortante torsionante neto es:

$$V_{tor} = V_{T,B} - V_{dir} = 325 - 278.11 = 46.89 \text{ ton}$$

este valor representa

$$\frac{V_{tor}}{V_{dir}} = \frac{46.89}{278.11} = 0.17 < 0.25$$

esto es, el cortante adicional por torsión representa el 17% del cortante directo para el marco B, dirección x-x, del 2º. entrepiso. Lo que se considera aceptable.

Este fenómeno priva en el resto de los marcos en todos los entrepisos, por lo que se optó por utilizar el desplazamiento horizontal

promedio (ver Fig. 6.1.) como representativo del edificio.

De los resultados obtenidos resulta evidente la excesiva flexibilidad de la estructura, así como los grandes desplazamientos que afectan los entrepisos.

Con todo rigor, sin embargo, y en base al artículo 275 del - - - RCDF-1966 relativo a la limitación de desplazamientos horizontales, se tiene que "al desplazamiento relativo máximo entre pisos consecutivos .... en construcciones del grupo B .... no se impone limitación".

Por consiguiente, el edificio no presentaba problemas desde el punto de vista legal en cuanto a desplazamientos laterales se refiere y siendo que no se había presentado ningún sismo con la intensidad suficiente para que evidenciara la gran flexibilidad de la estructura, esta había pasado desapercibida y sin mayor trascendencia.

## C A P I T U L O . 7

## EVOLUCION DE LAS NORMAS PARA DISEÑO POR SISMO EN LA CIUDAD DE MEXICO Y SU REPERCUSION EN LA EVALUACION DEL EDIFICIO EN ESTUDIO.

## 7.1. FUNDAMENTOS DE LAS NORMAS

Las normas son reglamentos o prescripciones de cumplimiento obligatorio en cada país. Incluyen una clasificación del territorio en zonas sísmicas, proporcionan unas aceleraciones o coeficientes sísmicos en zonas sísmicas e indican unos métodos de cálculo.

Para establecer una buena clasificación en zonas sísmicas se precisa la existencia previa de buenos estudios geológicos y tectónicos así como un tiempo suficientemente largo de observación sísmológica, ya que los terremotos se presentan en forma aleatoria en su magnitud e intensidad. Si se conocieran las formas concretas de su presentación se habría resuelto el problema de su previsión en el futuro, tema en el que se investiga intensamente en la actualidad. Por consiguiente, es necesario disponer de numerosas observaciones extendidas de forma continua a lo largo de tiempos muy superiores a los de retorno de los mayores terremotos considerados.

El registro instrumental de los sismos comenzó a finales del siglo XIX y son precisamente estos registros los únicos que permiten progresar en el conocimiento de la actividad sísmica de una región. Los llamados registros históricos, descripciones del terremotos sucedidos antes del período instrumental, aportan indicaciones cualitativas, sin que pueda definirse con exactitud la magnitud, intensidad y situación del epicentro; aunque se realizan en este sentido serias y profundas investigaciones aportadas por la arqueología sísmológica, disciplina que se encuentra en su etapa incipiente y que se ocupa del estudio de las características sísmicas de un evento histórico mediante evidencias arqueológicas. Actualmente estas investigaciones comienzan a sustituir la falta de información instrumental mediante lógicas inferencias de hechos consumados. Sin embargo, en la mayoría de los casos, se carece de datos que definan de modo claro las zonas sísmicas a escala nacional



máxime si la región ha estado poco poblada en el pasado. Como consecuencia, las zonas sísmicas que marcan las diferentes normas son aproximaciones, que se modifican a raíz de nuevos estudios y terremotos observados.

Las normas no pretenden que las edificaciones puedan resistir sin daño cualquier terremoto que pueda presentarse en la zona considerada. Sólo pretenden que resistan sin daño los terremotos de pequeña intensidad; sin daños estructurales los de moderada intensidad y que resistan los mayores terremotos probables, en un tiempo aproximadamente igual a su vida útil, con daños en los elementos estructurales y no estructurales, pero sin que se produzca su derribo brusco o colapso. Cualquier pretensión de una mayor seguridad sobrepasa el límite de lo razonablemente económico y sólo puede aplicarse a estructuras muy especiales, cuya destrucción acarrearía consecuencias de gravedad imprevisible. Tampoco pretenden las normas que las estructuras resistan deformaciones permanentes del terreno, tales como grandes deslizamientos de ladera, fallas activadas o licuación del terreno. Estos fenómenos pueden eludirse, pero muy difícilmente evitar sus consecuencias.

## 7.2. DESCRIPCIÓN DE LA EVOLUCIÓN DE LAS NORMAS

• PERIODO 1942—1957. El primer Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal que contiene recomendaciones para diseño sísmico se publicó en 1942; en esa época, los edificios de la ciudad eran bajos, de pocos pisos, muchos de ellos con muros de carga; aunque se utilizaban con frecuencia el acero y el concreto reforzado además de encontrarse ya bastantes edificios con esqueletos de algunos de esos materiales, todos, sin excepción, contaban con buen número de muros interiores de tabique recocido, de muy buena calidad, y con fachadas muy resistentes, forradas frecuentemente con materiales pétreos. No se tomaban en cuenta de manera explícita en el diseño estructural, pero todos esos muros contribuían significativamente a la resistencia y rigidez, ante fuerzas laterales, de las construcciones.

Al código de 1942 le tocó reglamentar la construcción en la época en que se inicia el crecimiento explosivo de la ciudad de México; al mismo tiempo, los adelantos tecnológicos y las nuevas necesidades de funcionamiento ocasionan una rápida evolución de los sistemas estructurales, que lleva de los edificios con muros de carga o con muchos muros de relleno, rígidos y resistentes, a las estructuras reticulares espaciales, de acero o concreto reforzado, que dependen casi por completo de sus características propias para resistir las cargas verticales y, sobre todo, los efectos sísmicos. Aparecen también nuevos sistemas constructivos, como la losa plana aligerada con casetones, que sustituye el conjunto formado por trabes y losas de concreto, y se difunde el uso de las armaduras de alma abierta como vigas en marcos rígidos de acero, en vista de las ventajas que proporcionan al permitir el libre paso de ductos horizontales, combinadas con los ahorros en material obtenidos al emplear, con fines estructurales, el peralte total del entrepiso y al suprimir la mayor parte del material del alma, que es aparentemente innecesario.

La mayor parte de los edificios de este período carece, casi por completo, de los muros de mampostería de tabique típicos de las construcciones anteriores, que contribuían de manera muy significativa a su rigidez y resistencia lateral, y tenían una capacidad de absorción de energía mucho mayor que la de la estructura propiamente dicha. Además, por requisitos arquitectónicos, los rígidos cubos de escaleras, elevadores y servicios se colocaron, con frecuencia, en la parte posterior de las construcciones, ocasionando torsiones significativas, tanto más importantes cuanto que no se contaba, como antes, con otros muros capaces de resistir las fuerzas producidas por ellas.

Se empiezan a construir edificios de departamentos con plantas bajas libres, destinadas a estacionamiento de automóviles y hoteles con grandes espacios abiertos en los niveles inferiores, para salones de banquetes, recepciones y congresos.

Se levantan los primeros conjuntos urbanos importantes, como el multifamiliar Benito Juárez y el Centro Médico del Seguro Social, ubicados en zonas de la ciudad muy cercanas entre sí, y la Ciudad Universitaria, en terrenos del pedregal de San Ángel. También datan de este período estructuras monumentales, como el Auditorio Nacional, y empiezan a surgir los edificios altos, a lo largo de las principales avenidas de la ciudad.

El edificio más importante de este período es la Torre Latinoamericana, uno de los mejores edificios de la ciudad, ejemplo de cómo debe diseñarse y construirse una estructura para que no solo satisfaga los requisitos de los códigos, sino para tener en cuenta los últimos adelantos en el campo de la ingeniería estructural no incorporados todavía en ellos.

La parte del Reglamento de 1942 que se refiere al diseño sísmico es breve; sin embargo, en la época en que se publicó estaba al día, y no difería sustancialmente de los códigos en vigor en otras grandes ciudades del mundo; teniendo en cuenta las características de las construcciones y los muy escasos conocimientos sobre ingeniería sísmica con que se contaba, contiene recomendaciones serias y fundamentadas; recuérdese que el primer acelerograma de un temblor intenso se obtuvo en el Centro California, en 1940, cuando el reglamento al que nos estamos refiriendo ya estaba, seguramente elaborado.

En lo que se refiere a diseño sísmico, los aspectos más importantes del reglamento de 1942 son los siguientes:

En primer término, se indica que las reglas contenidas en él se utilizarán para prevenir, en lo posible, los daños que causan los sismos, y que serán válidas mientras estudios especiales permitan complementarlas o modificarlas. Se reconoce, y se indica explícitamente que no siempre puede evitarse que los sismos ocasionen daños; esto, desgraciadamente, no se hace en versiones posteriores del reglamento. Se reconoce también la necesidad de modificar las normas al contar con resultados de estudios adicionales;

sin embargo, al desarrollarse la ingeniería sísmica y evolucionar los sistemas constructivos, pasando de los edificios con muros de carga o con gran cantidad de muros de relleno, a las construcciones a base de muros rígidos, con plantas abiertas y fachadas de cancelas de metal y vidrio, no se hicieron las modificaciones adecuadas, y fue necesario el temblor de Julio de 1957 para advertir que el reglamento de 1942 ya no era aplicable.

Las fuerzas sísmicas se calculaban multiplicando los pesos de los niveles por el coeficiente sísmico, que se consideraba constante desde la base hasta el extremo superior del edificio (lo que, por lo común no estaba del todo mal, teniendo en cuenta que la mayoría de las construcciones eran de poca altura y mucho más rígidas que las de ahora).

Los coeficientes sísmicos de diseño eran los siguientes:

RCDF - 1942		
Tipo I		0.10
Tipo II		0.05
Tipo III a VI		0.025
Tipo VII		0.01
Tipo VIII		0.00

Estos coeficientes se aplicaban a los edificios de acuerdo a la siguiente clasificación:

**TIPO I.** Construcciones que es indispensable que permanezcan intactas cuando todas las otras hubieran sido destruidas por un temblor. Por ejemplo, las plantas de bombeo, depósitos de agua potable, estaciones de bomberos, plantas de energía, así como los monumentos que se desee conservar.

**TIPO II.** Construcciones para lugares de reunión que al fallar pongan en peligro la vida de gran número de personas. Por ejemplo: escuelas, teatros, salas de cinematógrafos y similares.

**TIPO III a VI.** Edificios destinados al público, pero donde no se congrega un gran número de personas, así como otras construc-

ciones que al fallar puedan poner en peligro a las primeras (hoteles, casas de viviendas o de departamentos, edificios para despachos, plantas industriales), construcciones para guardar materiales costosos o necesarios (almacenes, elevadores de granos), y construcciones usadas como habitación para pocas personas o utilizadas ocasionalmente por un número reducido de ellas, pero no para habitación o lugar de reunión.

TIPO VII. Cualquier otra construcción que se use ocasionalmente por pocas personas, pero no para habitación ni lugar de reunión.

TIPO VIII. Construcciones aisladas cuya falla por un temblor no pueda ocasionar, normalmente, daños a otras estructuras o seres humanos.

■ PERIODO 1957 — 1966. La primera etapa de la construcción moderna en la ciudad de México termina en la madrugada del 28 de julio de 1957. El temblor de tierra que sacude a la ciudad y los daños que ocasiona cimbran la falsa sensación de seguridad — que se tenía hasta ese entonces y se descubre no sólo que la sismicidad es mucho mayor que la supuesta y que las características de los movimientos de tierra se ven muy afectados por la naturaleza del suelo en que se apoyan las construcciones, sino también — que la respuesta de éstas depende en gran parte de sus características propias. Las consecuencias más importantes del terremoto del 28 de julio de 1957 en las prácticas de diseño y construcción seguidas en el Distrito Federal no son las derivadas del incremento de los coeficientes sísmicos sino las que provienen de la observación del comportamiento de los edificios; a partir de entonces se empieza a prestar atención a aspectos, ignorados anteriormente, tales como interacción estructural—muros de relleno, distribución de acciones sísmicas en proporción a las rigideces de los elementos resistentes, estructurales o no, torsiones, influencia del material de la estructura y de sus características geométricas en planta y elevación en la respuesta sísmica.

Pocas semanas después del temblor se publican unas Normas de Emergencia que sustituyen al capítulo de diseño sísmico del Reglamento

to de Construcciones en el Distrito Federal. En ellas se reflejan los resultados de las investigaciones en ingeniería sísmica - realizadas en los años 40 y 50 pero, sobre todo, se incluyen las enseñanzas derivadas del comportamiento de las construcciones durante el temblor. Como ha sucedido tantas veces a lo largo de la - historia, en todo el mundo, vuelve a demostrarse que el desarrollo de la sociedad obliga a concebir y construir estructuras, con restricciones operativas y económicas, en entornos donde hay enormes - incertidumbres. Desgraciadamente, este mismo problema volverá a hacerse evidentemente, con mucha mayor violencia, casi tres décadas después.

El temblor del 28 de julio ocasionó el colapso de una decena de edificios y daños importantes en muchos más; algunos tuvieron que ser demolidos posteriormente. La altura de varias de las estructuras colapsadas era menor de 16 m, de manera que de acuerdo con el reglamento en vigor no requerían diseño sísmico; sin embargo, carecían de la profusión de muros de carga o de relleno que caracterizaban a las construcciones hasta principios de la década de los 40. Las torsiones producidas por plantas irregulares, por muros de relleno mal distribuidos, o por combinación de ambos factores, fueron la - causa de muchos problemas; también fueron frecuentes los choques entre edificios contiguos. Se observó que la destrucción fué mucho mayor en las construcciones realizadas sobre las arcillas altamente compresibles del antiguo lago que en las que se encuentran en los - terrenos firmes que los rodean. (Aunque esta observación se ha - confirmado en todos los temblores posteriores, no debe olvidarse - que la mayor concentración de edificios vulnerables ante los sismos se encuentra en la zona del antiguo Lago de Texcoco; ésto, que es cierto aún hoy en día, lo era mucho más en 1957).

El temblor expuso con toda claridad la importancia de varios factores que se reflejaron en las Normas de Emergencia, publicadas el 12 de septiembre de 1957; estas constituyen el primer reglamento moderno para diseño sísmico del país, y han sido la base de todos nuestros códigos posteriores.

Los factores más importantes fueron:

1. Los movimientos de tierra con periodos de regresión de 50 años causan aceleraciones muy superiores a las que requería el reglamento de 1942, especialmente en los pisos superiores de las edificaciones.
2. El Valle de México exhibe periodos dominantes del terreno. - Las estructuras flexibles cimentadas en terreno blando y las rígidas construídas en terreno duro son más vulnerables. Esto se aplica especialmente a las primeras, debido a la prevalencia de temblores que se originan en epicentros lejanos y por consiguiente, se caracterizan por sus largos periodos.
3. Debe darse atención adecuada a las rigideces relativas, su relación con la torsión y la contribución de los muros de mampostería.
4. No puede esperarse una gran precisión en el cálculo de rigideces y torsiones, especialmente cuando los muros de mampostería actúan en conjunto con la estructura.

También se hizo evidente que un buen diseño debe tener muy en cuenta las relaciones entre rigidez y resistencia de todos los elementos que contribuyen a resistir las fuerzas sísmicas, sean estructurales o no.

De los aspectos más importantes de las Normas de Emergencia de 1957, resaltan las siguientes:

- \* Como en 1942, las construcciones se clasifican según su uso pero además, reconociendo que no todos los edificios reaccionan igual ante un sismo determinado, han de tenerse también en cuenta sus características.
- \* Como la respuesta sísmica depende del tipo de terreno en que se construye, el Distrito Federal se divide en tres zonas:

A (fondo del lago), B (transición) y C (lomeríos)

- \* Los coeficientes sísmicos para construcciones del grupo B (inmuebles destinados a oficinas, viviendas, departamentos, comercios, y similares) son:

NE-1957

COEFICIENTES SISMICOS			
TIPO DE ESTRUCTURA (Grupo B)	ZONA DEL LAGO	ZONA DE TRANSICION	ZONA DE LOMERIOS
Edificios que poseen esqueleto metálico o de concreto reforzado con muros que contribuyen a su rigidez	0.07	0.06	0.05
Edificios con estructura semejante a los anteriores, pero cuyos muros no se consideran elementos resistentes	0.10	0.09	0.07
Construcciones soportadas por muros de carga convenientemente armados con dalas y castillos de concreto	0.07	0.09	0.10

Los coeficientes sísmicos para construcciones del Grupo A como son los hospitales, estaciones de bomberos, salas de espectáculos, escuelas, mercados, etc. y que deben permanecer en pie después de un terremoto, ya sea por la función que desempeñan o por el número elevado de personas que las frecuentan, son el doble que las correspondientes al Grupo B, y las del grupo C (estructuras provisionales) no requieren análisis sísmico.

Las fuerzas horizontales de diseño se calculan suponiendo que las aceleraciones varían linealmente con la altura, desde un valor nulo en la base del edificio (esto es, la aceleración propia del terreno) hasta un valor máximo en su extremo superior.

En este reglamento se incluyen, además de limitaciones a los desplazamientos horizontales relativos de entrepisos, la obligación de dejar holguras entre construcciones vecinas, para impedir que se golpeen durante los temblores, reglas para calcular los efectos



de la torsión, incluyendo una excentricidad accidental adicional, y recomendaciones para evaluar las rigideces relativas de los elementos estructurales y no estructurales que forman parte de la construcción. Se suprime el límite de los 16 m. de manera que ahora todas las construcciones de los Grupos A y B requieren diseño sísmico, cualquiera que sea su altura.

Los coeficientes sísmicos se incrementaron de manera importante — con respecto a los de 1942; para un edificio de oficinas de estructura de concreto sin muros de rigidez, por ejemplo, subieron de 0.025, en cualquier parte de la ciudad, a 0.10 en la zona del lago, 0.09 en la de transición y 0.07 en los lomeríos, además, para un mismo coeficiente sísmico, la ley de variación lineal de las aceleraciones constantes con la altura. En cambio, en la mayoría de los casos permitieron incrementos un poco mayores en los esfuerzos permisibles (50% en vez de 33% para el acero, por ejemplo), pues se pensó de esta modalidad, unida al empleo de coeficientes sísmicos altos, conduce a diseños más equilibrados. Sin embargo, se mantuvo el incremento de 33% para revisión por tensión diagonal de miembros de concreto reforzado, para tener una seguridad más grande contra este tipo de falla.

A principios de 1959 se inició una revisión completa del reglamento que condujo, eventualmente, al Reglamento para las Construcciones de 1966.

\* PERIODO 1966—1976. En el reglamento de 1966 se conserva la filosofía de las Normas de Emergencia, pero éstas se liberalizan en varios aspectos, y se modifican y aclaran algunos de los conceptos que aparecieron en ellas por primera vez.

En la zonificación del Distrito Federal desaparece la zona de transición, que se incorpora a la del lago, quedando sólo dos zonas.

Por su destino, las construcciones siguen clasificándose en tres grupos, A, B y C, básicamente iguales a los de las Normas de Emergencia.

Se consideran tres tipos de estructuración, de acuerdo con las características estructurales de las construcciones: tipo 1, que abarca a la mayoría de las construcciones usuales, cuyas deformaciones ante cargas laterales se deben esencialmente a flexión de los elementos que la componen (marcos rígidos constituidos por traves, armaduras o losas planas, y columnas metálicas o de concreto reforzado, capaces de resistir, en todos los niveles, al menos el 50% de la fuerza cortante de diseño que les correspondería si trabajaran aislados, sin requerir colaboración de muros ni contravientos); tipo 2, constituido por las estructuras cuyas deformaciones son producidas principalmente por esfuerzo cortante o fuerza axial en los miembros estructurales como edificios con muros de carga o con combinaciones de marcos rígidos, contravientos y/o muros de rigidez, cuando los marcos son incapaces de resistir por sí solos, en cada piso, el 50% de la fuerza cortante de diseño que les tocaría si trabajaran aislados; y tipo 3, que contiene tanques elevados, chimeneas, y todas las construcciones soportadas por una sola columna o una hilera de columnas orientada perpendicularmente a la dirección que se analiza, o cuyas columnas no están ligadas entre sí en la cubierta y en los entrepisos por elementos de rigidez y resistencia suficientes para distribuir las fuerzas horizontales entre ellas, en proporción a sus rigideces.

El requisito de que los marcos de las estructuras del tipo 1 sean capaces de resistir, por sí solos, al menos el 50% de la carga lateral que les correspondería si estuviesen aislados se adoptó para eliminar el doble análisis, con y sin muros de mampostería, que se exigía en las Normas de Emergencia.

Los coeficientes para diseño sísmico correspondientes a edificios del grupo B son:

## RCDF-1966

TIPO DE ESTRUCTURACION	ZONA DE ALTA COMPRESIBILIDAD	ZONA DE BAJA COMPRESIBILIDAD
1	0.06	0.04
2	0.08	0.08
3	0.15	0.10

Para construcciones del grupo A, estos valores se multiplican por 1.3; los del grupo C no requieren diseño sísmico.

El coeficiente sísmico básico para la zona de alta compresibilidad, o zona del lago, es el 0.06 que se dedujo del comportamiento de la Torre Latinoamericana en 1957 (en las Normas de Emergencia era 0.07).

Se admiten dos métodos de análisis, el estático tradicional y el dinámico modal, y se proporcionan los espectros de diseño de las 2 zonas en que se ha dividido el Distrito Federal; si se usa el análisis dinámico, no se tomarán nunca fuerzas cortantes de diseño menores del 60% de las obtenidas estáticamente.

En estructuras cuya área cubierta exceda 10,000 m<sup>2</sup> o cuya altura sea mayor de 45 m deberán instalarse deformímetros y oscilógrafos capaces de registrar con precisión movimientos intensos. Esta estipulación, que tenía por objeto recabar información que aumenta se nuestros conocimientos sobre el comportamiento de edificios durante temblores importantes, conocimientos que tal vez hubieran llevado a efectuar modificaciones en el código, no se cumplió nunca, y desapareció del reglamento en 1976.

En resumen, en el reglamento de 1966 los coeficientes sísmicos para construcciones del grupo B son ligeramente menores que los de las Normas de Emergencia, y los del grupo A mucho menores, puesto que ahora son iguales a los del B multiplicados por 1.3 en vez de 2.0. Además, el análisis dinámico puede conducir a cortantes

sísmicos menores que los estáticos, y se reducen las cargas vivas para análisis sísmico en edificios de departamentos, oficinas, no teles, hospitales y similares.

La liberación de los requisitos para diseño sísmico se debe a que al aplicar las Normas de Emergencia se obtenían estructuras demasiado costosas y a que, de acuerdo con la información y los conocimientos con que se contaba, no se esperaba que en la Ciudad de México se presentasen temblores de características más desfavorables que el de 1957.

Se conservan, con pequeños cambios, los requisitos relativos a limitación de desplazamientos horizontales, precauciones en fachadas y torsiones calculadas y accidentales.

En las Normas de Emergencia se indicaba que para tener en cuenta las torsiones que se originaban en niveles diferentes del considerado, el momento de torsión con el que deben verificarse los elementos estructurales de cada entrepiso no será menor que el calculado suponiendo el 50% de la excentricidad máxima en los niveles inferiores ni que el 50% del momento torsionante máximo en los pisos superiores.

Este requisito desaparece de los reglamentos de 1966 y 1975 pero reaparece en el reglamento de 1987.

Las Normas de Emergencia y su versión liberalizadora, el reglamento de 1966, estuvieron en vigor durante casi 29 años, hasta diciembre de 1976. Durante estas dos décadas el crecimiento de la población de la Ciudad de México fué cada vez más rápido, lo que originó no solo un enorme aumento de la superficie construida, sino también un incremento muy importante en la altura de los edificios, asociado generalmente con un cambio en el uso del suelo. Así, en zonas que en un principio estaban destinadas exclusivamente a habitación unifamiliar fueron apareciendo edificios de varios pisos, 6, 8 y hasta 12 ó 15, de departamentos u oficinas, que desplazaron a las construcciones de uno o dos niveles; las colonias Roma, Juárez, Cuauhtémoc, Narvarte, del Valle, Nápoles, Polanco,

si podemos evaluar sus efectos? Al abandonar los métodos manuales se pierde contacto con la estructura, y muchas veces no se presta la debida atención a su comportamiento.

• PERIODO 1976-1985. La siguiente versión del Reglamento de las construcciones para el Distrito Federal es la de diciembre de 1976. Esta versión es la primera y la única, en las últimas décadas, que proviene exclusivamente del deseo de actualizar las normas de diseño, en todos sus aspectos y que no nos ha sido forzada por un temblor de características insospechadas que, al ocasionar daños estructurales mucno mayores que los previsibles, nos ha obligado a revisar nuestros criterios de diseño. Es importante resaltar que en 1984 se inició otra revisión del reglamento, cuyo objeto era también actualizarlo, incorporando los conocimientos adquiridos, en todos los campos, desde que se elaboró el de 1976; en el capítulo de diseño sísmico no se planeaban cambios mayores. Sin embargo, antes de terminar la revisión, los temblores de septiemore de 1985 nos llevaron otra vez a la secuencia, ya familiar, constituida por unas normas de emergencia y una revisión posterior del reglamento.

El reglamento de 1976 tiene diferencias muy importantes, en su filosofía, con respecto a los anteriores, pues siguiendo la tendencia mundial deja a un lado los métodos tradicionales de diseño estructural, basados en esfuerzos permisibles, y adopta un formato de estados límite y factores de carga y resistencia; sin embargo, éstos se calibran de manera que se obtengan, en general, resultados análogos a los del código de 66.

En diseño sísmico se conservan, con pequeños cambios, las clasificaciones de las construcciones según su uso y su estructuración, y reaparece la zona de transición, de manera que el Distrito Federal, vuelve a dividirse en tres zonas. Siguen admitiéndose los métodos de análisis estático o dinámico, con la salvedad de que todas las estructuras con altura de 60 m o más deben analizarse dinámicamente, desapareciendo la cláusula referente al 60% de las fuerzas estáticas.

entre otras, son ejemplos típicos de esta evolución.

Aunque la Torre Latinoamericana siguió siendo el más alto de la ciudad, se construye buen número de edificios de 20 o más pisos, el Hotel Fiesta Palace, el segundo edificio de la Lotería Nacional, el Hotel de México (sin terminar hasta la fecha), el Hotel Presidente Chapultepec, varios inmuebles propiedad de bancos y compañías de seguros, la mayor parte sobre el Paseo de la Reforma. Datan también de este período los edificios de la Universidad Iberoamericana, el Conjunto Urbano Nonoalco-Tlatelolco y los edificios de Pino Suárez.

Se construyeron, además, importantes estructuras de otros tipos, como el Estadio Azteca, el Palacio de los Deportes y la Alberca Olímpica, y se ponen en operación las primeras líneas del Metro.

El desarrollo de las computadoras electrónicas y la facilidad cada vez mayor con que se obtienen programas basados en la teoría de la elasticidad cambia por completo la práctica del análisis estructural; desaparecen los métodos aproximados, que son substituidos por otros mucho más exactos; el análisis dinámico, muy laborioso cuando había de realizarse a mano, se vuelve rutinario. Pueden analizarse estructuras esqueléticas de cualquier grado de complejidad, lo que influye en los proyectos arquitectónicos, que se vuelven cada vez más audaces, abandonando prácticas que conducían a estructuras más uniformes y regulares.

Sin embargo, no todo es ventajoso, la gran precisión de los métodos de análisis elástico-lineales realizados con computadora no es en muchos casos más que aparente, pues lo que se está analizando no es la estructura real sino un modelo analítico simplificado de la misma, que no siempre concuerda aceptablemente con ella. La posibilidad de analizar estructuras de cualquier grado de complejidad tiende a hacer olvidar algunos de los principios en los que se basa el buen comportamiento de edificios construidos en zonas sísmicas, como son la regularidad en planta y elevación. ¿Qué importa que las torsiones producidas por los temblores sean muy grandes

Las fuerzas vivas para diseño por sismo en edificios de departamentos, oficinas, hospitales y similares, disminuyen de 110 a 90  $\text{kg/cm}^2$ , pero aparece una cláusula según la cual las estructuras deben diseñarse para resistir, simultáneamente, el 100% de los efectos del sismo en una dirección y el 30% de los que corresponden a la dirección ortogonal. También aumentan, ligeramente, las excentricidades accidentales para el cálculo de la torsión sísmica.

El cambio más importante en los criterios de diseño sísmico proviene de la introducción del concepto de factor de ductilidad, que permite reducir las solicitaciones sísmicas de diseño en función de la ductilidad del sistema estructural que habrá de resistirlas. Este concepto, implícito en los coeficientes de diseño de reglamentos anteriores, que se hace explícito por primera vez en el de 1976, proviene tanto de la observación del comportamiento de construcciones reales durante temblores de tierra intensos como de estudios analíticos: las estructuras dúctiles, hiperestáticas y de resistencia bien distribuida son capaces de absorber sin colapso, aunque con deformaciones inelásticas importantes y aún con fallas localizadas, una cantidad de energía mucho mayor que la que ocasionaría el colapso de estructuras frágiles.

El factor de ductilidad es, pues, una medida de la capacidad de las estructuras para resistir solicitaciones sísmicas en el intervalo inelástico.

Los valores de los coeficientes sísmicos y los factores de ductilidad se escogieron de manera que las fuerzas de diseño que se obtienen al aplicar el reglamento de 1976 fuesen, en la mayoría de los casos, iguales a las de 1966. Así, para edificaciones del grupo B con estructuración tipo I se tiene:

RCDF-1976

ZONA	TIPO DE TERRENO	C	$a_0$	$T_1$	$T_2$	r
I	Firme	0.16	0.03	0.3	0.8	1
II	Transición	0.20	0.045	0.5	2.0	2/3
III	Compresible	0.24	0.06	0.8	3.3	1

El valor de ductilidad  $Q$  puede valer 6, 4, 2, 1.5 ó 1.0, de acuerdo con las características del sistema estructural, y las fuerzas sísmicas de diseño, se obtienen dividiendo las correspondientes a los coeficientes sísmicos anotados en la tabla entre un factor  $Q'$  que es función del factor de ductilidad (de hecho, en el análisis estático puede considerarse que  $Q$  y  $Q'$  son iguales).

El valor de  $Q = 6.0$  no se utiliza nunca, pues corresponde a estructuras excesivamente flexibles, que no satisfacen las restricciones impuestas por el reglamento a los desplazamientos de entrepiso; por consiguiente, para estructuras a base de marcos rígidos, de acero o de concreto reforzado, se emplea casi siempre  $Q = 4.0$ .

A un edificio de oficinas o departamentos, con estructura de acero o de concreto, le corresponde en general, de acuerdo con el reglamento de 1976, un factor de ductilidad de 4.0 y coeficiente sísmico de 0.16 en terreno firme y 0.24 en terreno compresible; divididos entre 4.0, se obtiene los valores de 1966: 0.04 y 0.06.

Los requisitos relativos a desplazamientos laterales y a la separación entre edificios adyacentes siguen siendo los mismos que en 1966, pues aunque ahora se obtienen desplazamientos cuatro veces mayores (en su cálculo no interviene el factor de ductilidad), también se han multiplicado por cuatro los valores admisibles.

Para las construcciones del grupo A sigue especificándose un incremento de los coeficientes sísmicos de 30%.

Los edificios construidos de acuerdo con el reglamento de 1976 entre 1977 y 1985 son numerosos y muchos de ellos muy importantes, como lo son la Torre de Pemex, que con sus 52 niveles se convierte en el más alto del país, y el edificio de Mexicana de Aviación, de 33 pisos, ambos con estructura de acero. En algunas zonas del centro se construyen edificios altos para departamentos y oficinas en número cada vez mayor; la ciudad se extiende enormemente y surgen construcciones muy elevadas en Polanco, Insurgentes Sur y a lo largo del Anillo Periférico.



Los métodos de análisis siguen siendo los mismos que antes de 1976, pero se cuenta con computadoras más económicas, al alcance de la mayoría de los ingenieros estructuristas y con programas cada vez más poderosos.

Se emplean métodos de diseño por estados límite, con factores de carga y resistencia, que tienen algunos defectos intrínsecos; el principal es que el análisis se efectúa casi siempre con procedimientos elásticos, bajo la acción de elementos mecánicos proporcionales a los obtenidos en ese análisis, sin considerar la redistribución de acciones internas que precede a la falla, por plastificación de las secciones críticas. Cuando se toma en cuenta esa redistribución, se efectúa de manera bastante arbitraria y no se consideran sus efectos sobre la demanda de ductilidad en zonas localizadas. A pesar de que el diseño sísmico se basa en la suposición de que las estructuras, en caso de fallar, lo harían por formación de un mecanismo con articulaciones plásticas, rara vez se escoge conscientemente el mecanismo más conveniente y se hace el diseño de acuerdo con él.

• PERIODO 1985-1987. Los sismos de septiembre de 1985 vuelven a manifestar una situación muy semejante a la de fines de julio de 1957; de nuevo, los efectos de los temblores exceden con mucho los previstos en el reglamento en vigor; una vez más, se descubren fenómenos que no se habían tenido en cuenta y que son responsables, en buena parte, del comportamiento, adecuado o no, de las edificaciones.

A raíz de los sismos se revisa y evalúa la práctica de proyecto y construcción en la Ciudad de México, además de proponerse modificaciones a las normas y reglamentos de construcción. Se publican así unas Normas de Emergencia que entran en vigor, con el Diario Oficial, el 18 de octubre de 1985.

En las Normas de Emergencia se incrementan de nuevo los coeficientes sísmicos y se cambia el factor de incremento para pasar, en las construcciones del grupo A, de 1.3 a 1.5 con respecto a los del gru

po B. El coeficiente C que se fija para las estructuras del grupo B vale, así:

## NE-1985

ZONA	TIPO DE TERRENO	C	$a_0$	$T_1$	$T_2$	r
I	Firme (no sufre cambios)	0.16	0.03	0.3	0.8	1/2
II	Transición	0.27	0.054	0.5	2.0	2/3
III	Compresible	0.40	0.10	0.8	3.3	1

Los aumentos en C y  $a_0$  respectivamente de 0.24 a 0.40 y de 0.06 a 0.10, esto es, en un 67%, en la zona III reflejan la gran intensidad que tuvo el sismo del día 19 en esa zona. Las ordenadas espectrales fueron especialmente elevadas para periodos de vibración principalmente en torno a 2.0 segundos en virtud de la experiencia sufrida por edificios con periodos cercanos a ese valor. Los nuevos coeficientes no alcanzan las máximas ordenadas de los espectros de aceleración que corresponden a una extensa porción de la zona III pues se reconoce que las estructuras disponen de reservas que un análisis convencional no tiene en cuenta. Al especificar que se eleven todas las ordenadas espectrales se prevee la ocurrencia de temblores con periodos dominantes que difieren de los que se manifestaron en esta ocasión. A ello obedece también el incremento, más moderado, en los coeficientes para construcciones ubicadas en la zona II no obstante que en ellas los daños fueron moderados.

Por la inoperancia observada en los valores de ductilidad altos, se suprime la posibilidad de suponer  $Q = 6$  y se introducen requisitos apreciablemente más conservadores que los del Reglamento para emplear en el diseño  $Q$  mayor que 2. Dichos requisitos tienden a evitar falla de columnas y modos de falla frágil en general. Se permite adoptar  $Q = 4$  para los sistemas estructurales para los que puede contarse con elevada capacidad de disipación de energía por comportamiento inelástico; éstos son esencialmente los de marcos y sus combinaciones con muros y contravientos, siempre que los elementos estructurales que los componen se detallen para evitar el deterioro de la capacidad ante un número elevado de repeticiones de carga. Se restringe  $Q = 3$  para las construcciones estructuradas

con sistemas mixtos de marcos y muros, pero en las que los marcos no tienen capacidad suficiente para resistir al menos la mitad de las fuerzas laterales que corresponden a los coeficientes sísmicos especificados en estas Normas. Por tanto, la capacidad lateral del edificio se funda esencialmente en la resistencia de muros o contraventeos; se incluyen en este caso las estructuras con losa plana, sea maciza o reticular. Para edificios cuya estructura a base de marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventeados o no, muros de concreto, no satisface completamente los requerimientos establecidos para valores de  $Q$  más altos, se deberá usar  $Q = 2$ . Se establece  $Q = 1.5$  para estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior.

Más tarde, en marzo de 1986, se publican unos comentarios a la Norma de Emergencia, por parte del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción para el Distrito Federal, en los que se describen con mayor detalle los requisitos para construcción. Por ejemplo, se explica que el factor  $Q = 2$  abarcará el diseño del refuerzo de edificios existentes con estructuración a base de columnas, vigas o losas reticulares y que para adoptar valores mayores de  $Q$  será necesario modificar el armado de los elementos existentes para que cumplan con los requisitos establecidos para valores más altos de  $Q$ .

En las Normas de Emergencia de 1985 se corrigen algunos defectos evidentes en los valores de los factores de ductilidad. Así, por ejemplo, se descubre que las estructuras de acero con alma abierta no pueden desarrollar la ductilidad que se les asignó en el reglamento de 1976, pues suelen presentarse fallas prematuras por corte y, cuando esto no sucede, la cuerda comprimida de las zonas donde deberían formarse articulaciones plásticas falla por pandeo antes de que se alcance el momento plástico teórico o cuando no hay todavía rotaciones inelásticas significativas; tampoco son suficientemente dúctiles las estructuras de concreto con losas planas, macizas o aligeradas, pues la gran resistencia de éstas a la flexión obliga a que las articulaciones plásticas se formen en las

lumnas, en las que la capacidad de rotación se ve seriamente disminuida por la fuerza normal que obra en ellas.

\* PERIODO CONTEMPORANEO (1987- ) . Las nuevas disposiciones para el Diseño sísmico surgen como una necesidad apremiante de incorporar los vertiginosos avances de la Ingeniería Sísmica de la última década así como las experiencias y conocimientos adquiridos con los sismos de 1985, en la normatividad de la Ciudad de México.

El Nuevo Reglamento incluye, como las Normas de Emergencia de 1985, mayores intensidades de diseño y criterios más estrictos que el Reglamento de 1976, para detallar los elementos estructurales y las conexiones, mejorando así su capacidad para soportar grandes deformaciones alternadas; criterios más estrictos para el control de calidad de los materiales, en particular del concreto; se definieron más claramente las responsabilidades concernientes al mantenimiento y cambios en el uso de las construcciones, etc.

Con relación a la clasificación de las construcciones, en la versión actual desaparece el grupo C y el grupo B se divide en dos, según la importancia de las estructuras: el subgrupo B1 incluye construcciones más altas de 30 m o con una superficie mayor a 6,000 m<sup>2</sup> de área construida para edificios ubicados en suelo firme o en zonas de transición, así como la que tienen una altura mayor de 15 m o una superficie mayor de 3,000 m<sup>2</sup> para edificios en la zona del lago; el segundo subgrupo B2 incluye el resto de las construcciones del grupo B. Las construcciones en el grupo A deben diseñarse para coeficientes de cortante sísmico basal 50% más altos que los del grupo B. Las construcciones del grupo A y del subgrupo B1 requieren contar, además de un director general de la obra, de un corresponsable de seguridad estructural, cuya responsabilidad incluye: el proyecto de diseño estructural, incluyendo la cimentación, la ejecución de la excavación, cimentación y estructura, la calidad y el control de materiales y de procedimientos constructivos, y de todos los conceptos relativos a la seguridad estructural involucrados en el proyecto y ejecución de los elementos no estructurales.

Como en la versión anterior, el nuevo reglamento permite dos posibilidades de análisis estático (uno ignora el período fundamental natural y el otro permite reducciones en los coeficientes de cortante basal, de acuerdo con la estimación del período con coeficientes de Schwarz) para estructuras menores de 60 m de altura; y acepta un método simplificado para estructuras menores de 13 m de altura, que satisfacen algunos requisitos adicionales. Se exige un análisis dinámico para todos los otros casos.

Se elabora una microzonificación de la ciudad, en base a un estudio de las intensidades del sismo del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, elaborado por el Ing. Jesús Iglesias de la UAM, que delimita, con mayor detalle, los tipos de suelo que sustentan la ciudad.

Nuevamente, se vuelven a ajustar los coeficientes sísmicos, conservándose el incremento, para construcciones del grupo A, de 50% con respecto a las del grupo B. El coeficiente sísmico C que se fija para las estructuras de este último grupo vale:

RCDF-1987

ZONA	TIPO DE TERRENO	C	$a_0$	$T_1$	$T_2$	r
I	Firme	0.16	0.03	0.2	0.6	1/2
II	Transición	0.32	0.08	0.3	1.5	2/3
III	Compresible	0.40	0.10	0.6	3.9	1

Para las estructuras en la nueva zona III, definida por la microzonificación, las ordenadas máximas del espectro de diseño de la aceleración para sistemas lineales, conservan el incremento del 67% marcado en las Normas de Emergencia, respecto al Reglamento de 1976. El coeficiente sísmico para la zona II se incrementa de 0.27, en la Normas de Emergencia, a 0.32 en el nuevo reglamento, esto es, un 19% sobre el valor ya incrementado. Para la zona I, el coeficiente se mantiene sin cambio.

Los valores de los períodos base del espectro de diseño se extienden, intentando que la amplitud de las mesetas cubra incertidum

bres sobre períodos calculados, tanto de la estructura como del suelo y para tener en cuenta la influencia de la interacción suelo-estructura. Se permite, sin embargo, el uso de un espectro de respuesta más angosto, basado en valores locales del período dominante del suelo y supone que la interacción suelo-estructura será explícitamente tomada en cuenta en el análisis dinámico.

Resalta aquí, la introducción de un nuevo concepto, la "Interacción Suelo-Estructura". De los estudios realizados en los últimos años del subsuelo de la Ciudad de México, así como de las lecciones aprendidas de los sismos de 1985, se descubrió que el terreno no sólo transmite y modifica las características de las ondas sísmicas sino que también interactúa con la cimentación de la estructura influyendo en los modos y valores característicos de la misma, por el hecho de que el suelo es deformable bajo cargas dinámicas. La consideración del fenómeno de interacción en el análisis y diseño de las estructuras aún es incipiente pero se está difundiendo rápidamente.

Una de las muchas lecciones de los terremotos de '85 fué que las estructuras irregulares son mucho más sensibles a las incertidumbres asociadas a las simplificaciones inherentes a los métodos convencionales de análisis estructural que las estructuras regulares. Por ello, en el nuevo reglamento se estipulan un grupo de condiciones para clasificar una estructura como regular. Las estructuras no regulares se penalizan en lo concerniente al valor de los factores de reducción del cortante basal, aunque no de manera amplia y profunda, como se plantea en el capítulo 4.

Los requisitos de regularidad incluyen, por ejemplo, los siguientes:

- a) La planta debe ser sensiblemente simétrica con respecto a cada uno de los dos ejes ortogonales. Esta simetría se aplica tanto a masas, como a distribuciones de resistencias y rigidez.
- b) Las relaciones de altura a ancho y de longitud a ancho deben ser menores que 2.5.

- c) La planta no debe tener salientes o entrantes en cualquier dirección mayores que el 20% de la dimensión del edificio paralela a esa dirección. Similarmente se aplican restricciones a las dimensiones de los huecos en planta de las losas de piso. Además, estos huecos no deben producir asimetrías excéntricas y su posición en planta no debe variar de un piso a otro.
- d) Los sistemas de piso y techo deben ser suficientemente rígidos y fuertes, para transmitir fuerzas sísmicas a los elementos resistentes.
- e) Los pesos y las áreas de un piso determinado deben caer entre el 70% y el 100% de los valores correspondientes al piso inmediatamente abajo de él. Esta restricción no se aplica al último piso superior.
- f) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales, así como por traveses o losas planas.
- g) Las resistencias laterales de un nivel dado no deben exceder dos veces el valor de las del nivel de abajo.
- h) La excentricidad torsional no debe exceder, en cualquier nivel de una décima del ancho del edificio en el nivel, en la dirección paralela a la excentricidad.

Otra de las incorporaciones al nuevo reglamento, lo constituyen los Factores de Comportamiento Sísmico, que corresponden al precedente "factor de ductilidad" ( $\phi$ ), del Reglamento de 1976. Su designación se cambió a fin de hacer hincapié en que éste no únicamente tiene en cuenta la capacidad de los materiales y elementos estructurales para desarrollar un comportamiento dúctil, sino además la degradación de resistencias y/o rigidez y las incertidumbres ligadas a la predicción de la respuesta y de los mecanismos de falla de las estructuras. Estos factores se emplean para calcular los números  $Q'$ , por los cuales se dividen las ordenadas

del espectro de diseño para respuestas lineales, para obtener espectros de diseño que tomen en cuenta respuestas no lineales.

Cuanto mayores son los factores mencionados, mayores serán las reducciones que pueden aplicarse a un espectro lineal. (Para períodos naturales menores que  $T_a$ ,  $Q'$  varía linealmente de  $1$  en  $T = 0$  a  $Q' = Q$  en  $T = T_a$ ; para  $T$  mayor que  $T_a$ ,  $Q' = Q$ ).

No obstante la nueva nomenclatura, el nuevo reglamento confirma los valores de los otrora "Factores de Ductilidad" que habían sido consignados en las Normas de Emergencia de 1985. Así, el mayor "factor de comportamiento sísmico" actual es  $Q = 4$ , cuyas restricciones, ya definidas en las Normas de Emergencia, son más estrictas que las previamente impuestas para el anterior "factor de ductilidad"  $Q = 6$ .

Además, los valores de  $Q'$  deben reducirse en un 20% para sistemas que no cumplan las condiciones de regularidad descritas anteriormente.

Los resultados de estudios sobre respuesta torsional no lineal de sistemas de un piso condujeron a algunos cambios significativos en el criterio para calcular efectos de torsión.

En el nuevo reglamento se establece que la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de la excentricidad torsional de rigideces calculadas en cada entrepiso,  $e_s$ , calculada para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomará el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

En virtud de la incongruencia, manifestada durante los sismos de 1985, de la rigidez de los elementos, estructurales o no, con su capacidad resistente, se agregó en el nuevo reglamento, un apartado que especificaba las características necesarias para reconciliar el centro de rigideces con el centro de resistencias. esto



es, que los elementos que "atrayeran" cierta fuerza sísmica deberían estar en condiciones de resistirla. Sin embargo, la incertidumbre que rodeaba al nuevo concepto, amén de un devastador y contudente trabajo presentado por el ingeniero Julio Dany Ríos, se refutó este apartado, por lo que en la nueva edición de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico, se deberá eliminar:

### 7.3. PERSPECTIVAS DE LAS NORMAS

Las incertidumbres en la respuesta de las edificaciones ante sollicitaciones sísmicas son mucho mayores que las que se presentan, en general, en el diseño estructural, y de ahí ha venido la necesidad de efectuar cambios en los métodos de diseño cada vez que un nuevo temblor hace que aumenten nuestros conocimientos. Algunos de los aspectos principales por los que el diseño sísmico es diferente y mucho más complicado que el diseño estructural ante sollicitaciones de cualquier otro tipo, son los siguientes:

- a) La magnitud y otros aspectos de las sollicitaciones sísmicas dependen, en buena parte, de las características de la construcción, no solo de la estructura en sí, sino también de los sistemas de piso, muros, escaleras y otros elementos aparentemente no estructurales. Esto no se refleja en el análisis estático y sólo en parte en el dinámico pues, necesariamente, el modelo matemático que se analiza es una representación muy simplificada del edificio real.
- b) Debe haber concordancia entre la rigidez y la resistencia de todos los elementos, estructurales o no, pues los más rígidos "atraen" una parte mayor de la fuerza sísmica y fallan si no pueden resistirla.
- c) La construcción ha de planearse, diseñarse, detallarse y construirse de tal manera que todos los elementos que la constituyen trabajen en conjunto.
- d) Ha de evitarse torsiones excesivas además de separar unos edificios de otros, o los distintos cuerpos de cada uno de ellos, de ma

nera que no se golpeen durante los temblores.

e) Deben eludirse las construcciones con periodos naturales de vibración cercanos a los del terreno en el que se construyen.

f) El refuerzo de una parte de la estructura puede ocasionar un debilitamiento del conjunto al cambiar las rigideces relativas, aumentar torsiones, introducir modificaciones en las características dinámicas y concentrar los efectos del sismo en elementos que tal vez no puedan resistirlos.

El problema más grave de las normas para diseño por sismo es que han de prever los requisitos para el diseño y construcción de estructuras que sean capaces de resistir solicitaciones que se ignoran. Esto es completamente diferente de lo que sucede con las cargas verticales, muertas o vivas, y bastante diferente de las fuerzas de viento, pues ciclones y huracanes son bastante frecuentes y se sabe mucho sobre ellos, mientras que los sismos intensos no lo son.

Se está pues, obligado a reglamentar las construcciones en un entorno casi desconocido, basándose en lo poco que se sabe de lo que ha sucedido hasta ahora, pero sin saber casi nada de lo que puede suceder en el futuro y, además, sin que sea válido incrementar excesivamente los coeficientes sísmicos o los factores de seguridad, pues se ha de construir económicamente si se de a enfrentar el reto de proporcionar habitación, lugares de trabajo, escuelas, templos, centros de reunión y de recreo, además de dar todos los servicios que requieren los habitantes de la ciudad de México y de todas las otras zonas sísmicas del país, tanto en la actualidad como en el futuro, todo ello con recursos económicos limitados.

La historia de la Ingeniería Sísmica y la evolución de los reglamentos que rigen el diseño de los edificios de la Ciudad de México muestran, sin lugar a dudas, la preocupación de los ingenieros civiles en general, y de los estructuralistas en particular, por cons-

truir edificios que sean seguros y al mismo tiempo, económicamente factibles. Sin embargo, muestran también la imposibilidad de resolver el problema promulgando nuevas Normas de Emergencia cada vez que haya un terremoto de características diferentes a los anteriores y modificando después el reglamento, aumentando los coeficientes sísmicos y exigiendo métodos de análisis y diseño más complicados y, al menos en apariencia, más refinados. Si bien es cierto que el reglamento de 1976 es, sin duda, mejor que el de 1942 y que el de 1987 es mejor que el de 1976, también lo es que nada nos asegura que el próximo sismo intenso no tendrá características diferentes de las que han tenido los anteriores, que quizás hagan más vulnerables a edificios que han sufrido poco hasta ahora.

Se vuelve a insistir en que, la única manera de obtener construcciones que, siendo factibles económica y funcionalmente, tengan, al mismo tiempo, una probabilidad suficientemente alta de que su comportamiento ante sismos futuros será satisfactorio, es prestando una atención mucho mayor, como se resalta en el capítulo 4, a aspectos que no se han considerado básicos en las Normas de Diseño Sísmico hasta ahora. En estos aspectos se incluyen prioritariamente, los relativos al diseño arquitectónico, el que no sólo ha de permitir, sino también estimular, la construcción de estructuras regulares en planta y en elevación, sin elementos que ocasionen torsiones excesivas y sin discontinuidades bruscas en rigideces o resistencias. En todos los edificios de cierta altura, pero esencialmente en los que se construirán en la zona III, deben tener en cuenta la necesidad de que se construyan muros de rigidez de concreto reforzado o se coloquen contravientos de acero que, sin interferir en la operación del edificio, le proporcionen la rigidez y resistencia ante fuerzas horizontales necesarias para soportar airoosamente temblores de tierra intensos.

Desde el punto de vista de diseño estructural ha de identificarse el mecanismo potencial de colapso que proporcionará a la estructura la mayor capacidad de absorción de energía, y el diseño y la construcción ha de efectuarse de manera que se llegue, eventual-

mente, a ese mecanismo; para ello, deben detallarse con mucho cuidado las zonas donde se formarán articulaciones plásticas (que conviene que estén localizadas en las trabes), para evitar que se degraden durante un sismo de larga duración o bajo la acción de varios temblores de tierra sucesivos y han de diferirse las formas de falla — menos dúctiles, aumentando la seguridad contra ellas. En construcciones de varios pisos convendrá, en general, emplear muros de cortante o contravientos en combinación con los marcos rígidos, como — una manera económica y eficiente de proporcionar a la edificación la rigidez y resistencia requeridos, pero tampoco en este caso han de olvidarse las precauciones necesarias para obtener una estructura dúctil, que asegurarán su supervivencia ante sismos extraordinarios.

Hacia la obtención de esos fines, de acuerdo con el ingeniero Oscar de Buen y López de Heredia, deberán estar dirigidos los nuevos reglamentos y los nuevos métodos de diseño.

#### 7.4. REPERCUSION DE LAS NORMAS EN LA EVALUACION DEL EDIFICIO.

Es claro, en la adaptación de un nuevo reglamento, que éste no puede ser retroactivo ni debe aplicarse indiscriminadamente a cuanta estructura exista, por antigua que ésta sea. Es necesario hacer un balance en el que se compare la factibilidad técnica y económica de una reestructuración, con la importancia y riesgo sísmico — que le corresponde.

Así, por ejemplo, si una estructura fué construida en 1976 (la nuestra data de 1971) y se pasa a revisión utilizando los criterios para Diseño Sísmico del nuevo reglamento de 1987, (ver tabla 7.1), es fácil percatarse que no bien han transcurrido 10 años, casi la quinta parte de la vida útil de una estructura del grupo B, cuando este edificio presenta ya serios problemas de insuficiencia sismo-resistente.

En la evaluación de las cargas verticales, de acuerdo al reglamento

TABLA 7.1.

COMPARACION DE LOS CRITERIOS DE ANALISIS DEL  
RCDF-66 Y DEL RCDF-87

CONCEPTO	RCDF-66	RCDF-87
1. Clasificación de la construcción según su uso: GRUPO B	Construcciones para la habitación privada o de uso público donde no existe frecuente aglomeración de personas..	Construcciones comunes destinadas a vivienda, oficinas... Se subdividen en: Subgrupo B1. Construcciones de más de 30 m de altura o 3000 m <sup>2</sup> de área total construida, en zona III. El edificio analizado tiene aproximadamente 40 m de altura y 25,000 m <sup>2</sup> de área construida, por lo tanto pertenece al subgrupo B1.
2. Ubicación	Zona de alta compresibilidad	Zona III
3. Elección del tipo de análisis		Las estructuras que no pasen de 60 m de alto podrán analizarse, como alternativa, mediante el método estático
4. Coeficiente sísmico	C = 0.06	C = 0.40
5. Factor de ductilidad o de comportamiento sísmico	Implícito ya en el coeficiente sísmico	Q = 2
6. Relación C/Q	0.06	0.20

CONCEPTO	RCDF-66	RCDF-87
7. Requisitos para la utilización del factor de ductilidad o comportamiento sísmico		La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas con columnas de acero o concreto reforzado, contraventados o no, muros o columnas de concreto reforzado.
8. Condiciones de regularidad		Las condiciones de regularidad se establecen en el Artículo 6 de las N.T.C. de diseño por sismo.
9. Estado límite por desplazamientos horizontales	En construcciones del grupo B, así como en el caso de pisos o cubiertas que normalmente no soportan carga viva, no se impone limitación.	Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

CONCEPTO	RCDF-66	RCDF-87
<p>10. Estados límite por choques contra estructuras adyacentes.</p>	<p>Toda construcción debe separarse de sus linderos con los predios vecinos un mínimo de 5 cm, pero no menos que <math>X+0.006H</math> en la zona de alta compresibilidad, ni menos que <math>X+0.004H</math> en la de baja. Estas expresiones <math>X</math> representan el máximo desplazamiento lateral por sismo calculado para la altura <math>H</math> sobre el nivel de banqueta.</p>	<p>El desplazamiento horizontal calculado se obtendrá con las fuerzas sísmicas reducidas y se multiplicará por el factor de comportamiento sísmico, aumentado en 0.001, 0.003 ó 0.006 de la altura del nivel de que se trate, sobre el terreno en las zonas I, II ó III respectivamente. Toda construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5 cm ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate.</p>
<p>11. Efectos de torsión</p>	<p>La excentricidad torsional calculada en cada nivel, <math>e_s</math>, se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Para el diseño de cada miembro estructural se supondrá que la excentricidad tiene el valor más desfavorable de los siguientes:</p> <p>I. <math>1.5 e_s + 0.05 b</math> ó            II. <math>e_s - 0.05 b</math></p>	<p>La excentricidad torsional calculada en cada piso, <math>e_s</math>, se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:</p> <p><math>1.5 e_s + 0.10 b</math> ó  <math>e_s - 0.10 b</math></p>

de 1966, se consideraba una carga viva instantánea para entrecimso igual a  $W_e = 110 \text{ kg/m}^2$  y para azotea, de  $W_a = 40 \text{ kg/m}^2$ , mientras que en el nuevo reglamento éstas mismas son de  $W_e = 180 \text{ kg/m}^2$  y  $W_a = 70 \text{ kg/cm}^2$  respectivamente. Esto es, un incremento del 64% y 75% respectivamente.

Si se considera además, la variación del coeficiente sísmico, la situación se complica. El "factor de comportamiento sísmico" especificado, en el nuevo reglamento, para estructuras con losas planas debe ser igual a  $Q = 3$  siempre y cuando sus elementos estructurales satisfagan los requisitos que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto. Dadas las incertidumbres que plantean las características de los materiales del edificio y su degradación con el tiempo, un factor de comportamiento sísmico conservador para nuestro edificio en cuestión deberá ser  $Q = 2$ . De esta manera, el coeficiente sísmico que se nos presenta vale:

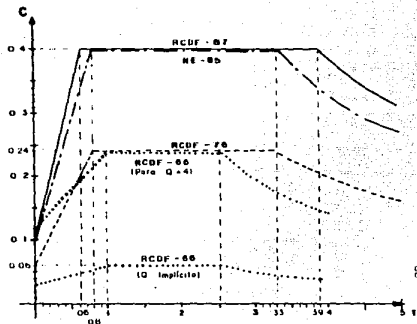
$$C/Q = 0.4/2 = 0.2$$

que comparado con el que prevalecía a principios de los años 70's,  $C = 0.06$ , representa un aumento de 333%. (Ver Fig. 7.1).

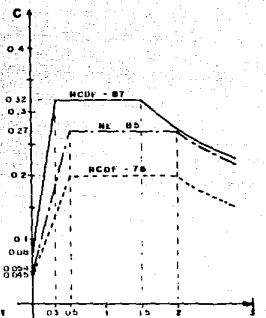
No obstante lo notable de estos valores, es indudable que una conciliación entre un hecho consumado, como lo fueron los sismos de 1985, y la realidad socio-económica, política y cultural de una sociedad, como la que actualmente presenta México, debe privar sobre cualquier arrebató emocional que nos provoqué una catástrofe, por terrible que esta sea.

A raíz de los daños causados por los sismos, se originó una histeria colectiva que llevó a demoler varios edificios, algunos de ellos, en condiciones reparables. Pasada esta etapa, se consideró, por el vulgo, que todos los edificios que presentaran daños, estructurales o no, deberían sufrir una exhaustiva revisión estructural, con su consecuente y lógica reestructuración pues, como ya se hizo notar, los nuevos requisitos se disparaban, literalmente, de los anteriores.

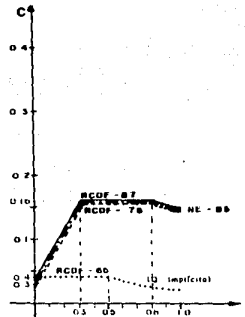




Espectros de diseño para terreno blando.



Espectros de diseño para terreno de transición.



Espectro de diseño para terreno firme.

NOTA: El espectro de '66 corresponde a suelo blando y terreno de transición.

Fig 7.1.- Comparación de los espectros de diseño para la ciudad de México

Es bajo el influjo de esta atmósfera que el edificio que nos ocupa se sometió a un examen sismo-resistente, que desde luego no aprobó, no obstante que las normas de emergencia lo excluían, pues estas establecían que las construcciones o instalaciones dañadas que contarán con un dictamen técnico avalado por la Dirección General de Obras del Departamento del Distrito Federal en el que se manifiesta que los daños no afectaban la estabilidad estructural de la construcción, podían dejarse en tal situación o bien sólo repararse localmente. Este era el caso de nuestro edificio.

Es importante resaltar que las Normas de Emergencia preveían que sólo se exigía una reparación ó refuerzo extenso para aquellas construcciones en las que el dictamen así lo precisara.

C A P I T U L O    8  
PROPUESTAS DE REESTRUCTURACION

8.1. FUNDAMENTOS DEL REFUERZO SISMO-RESISTENTE

De la evaluación de la estructura original para cargas laterales, se desprende que la causa principal de los daños que acusa el edificio es debido a un exceso de flexibilidad, por lo que la reparación debe tender a modificar su respuesta ante sollicitaciones sísmicas.

La forma más eficaz de reestructurar un edificio es mediante la inclusión de nuevos elementos que proporcionen mayor rigidez de entrepiso. En estos casos es importante revisar la redistribución de las acciones y su concentración en la cimentación, así como la eficiencia de las conexiones entre la estructura original y los nuevos elementos. Las alternativas más usuales de reestructuración y que se analizarán en el presente trabajo son:

- 1) Trabe perimetral
- 2) Contravientos diagonales
- 3) Muros de rigidez

Sin embargo, para poder elegir algún tipo de refuerzo, es importante ponderar, además del factor económico-constructivo, la influencia de las características intrínsecas de la estructura ya reforzada.

Para que una estructura se pueda considerar segura ante la sollicitación de un sismo intenso, esta deberá satisfacer alguna de las siguientes condiciones:

- a) Que posea suficiente capacidad sísmo-resistente.
- b) Que posea suficiente capacidad de deformación.
- c) Que posea una adecuada capacidad de deformación acorde al límite de fuerza sísmo-resistente.

Así, se considera que una estructura sísmicamente insegura es aquella que no puede satisfacer cualquiera de las condiciones anterior

res por lo que su refuerzo deberá ser canalizado a satisfacer a alguna de ellas. Por tanto, los métodos de refuerzo se pueden clasificar en las siguientes categorías:

- a) Métodos para incrementar la capacidad sísmo-resistente.
- b) Métodos para mejorar la capacidad de deformación.
- c) Combinación de los métodos a) y b)

Como métodos para incrementar la resistencia sísmica de las estructuras, las alternativas 1, 2 y 3 anteriormente mencionadas, se consideran efectivas. Sin embargo, la capacidad de servicio de los edificios reforzados con esos métodos tiene la desventaja de ser degradable, esto es, ante sollicitaciones sísmicas repetidas, la resistencia estructural disminuye, lo que provoca una falla frágil que precipita el colapso. En los párrafos posteriores se discuten estos métodos y sus ventajas con más detalle.

Por otro lado, los métodos de refuerzo en elementos estructurales, tales como vigas y columnas, se consideran efectivos como medios para mejorar la ductilidad. En este caso, aunque la capacidad de servicio no es tan degradable, el refuerzo en las vigas y columnas presenta serios problemas constructivos, además de exigir un estricto control de calidad para garantizar la efectividad del refuerzo.

Otro método efectivo de reestructuración lo constituye la construcción de una estructura paralela a la existente, lográndose mejorar, además de la resistencia sísmica, la ductilidad del edificio. Sin embargo, los problemas técnico-constructivos que esta solución presenta la hacen poco atractiva, pese a que actualmente existen investigaciones y trabajos, sometidos ya a prueba, que estimulan su aplicación.

Cuando se elige como reestructuración del edificio el utilizar la ductilidad del mismo, el refuerzo se deberá enfocar a mejorar la capacidad de deformación de los elementos estructurales y sus co-

nexiones. Observando los ejemplos de daños sísmicos en estructuras de concreto reforzado, sin embargo, los daños en columnas son más frecuentes que en vigas y conexiones. Consecuentemente, las investigaciones, principalmente sobre columnas, han sido desarrolladas con el objeto de evitar que éstas se colapsen por falla frágil, como fallas por cortante o fallas por escasez de confinamiento, haciendo que éstas desarrollen mayor ductilidad.

Como métodos para mejorar la capacidad dúctil de las columnas se tienen los siguientes:

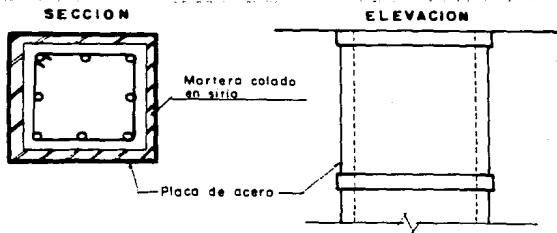
a) Encamisado de columnas existentes mediante placas delgadas de acero dejando un espacio entre ambos materiales para permitir el colado de un mortero colado en sitio (Fig. 8.1.a).

b) Confinamiento de las columnas existentes con ángulos de acero en las esquinas ligadas con delgadas placas rectangulares de acero (Fig. 8.1.b).

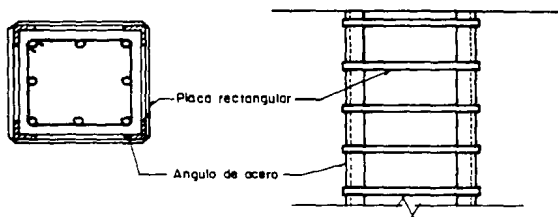
c) Encamisado de columnas existentes con una malla electro-soldada y mortero lanzado (Fig. 8.1.c).

Sin embargo, las columnas así reforzadas presentan algunos problemas al aplicarse a las estructuras existentes, por ejemplo, no siempre es posible reforzar las cuatro caras, ya sea por la presencia de muros de cortante o de alguna construcción aledaña. El método adecuado para el reforzamiento de estas columnas aún está en investigación.

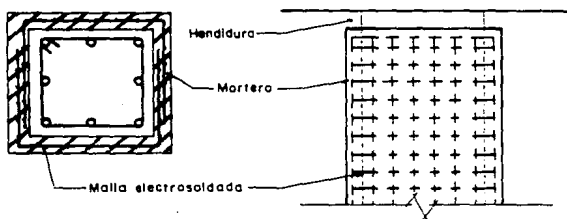
Otro problema que presenta la aplicación de este método de reforzamiento es la necesidad de predecir previamente la ductilidad disponible en la estructura existente. El profesor Vitelmo V. Bertero ha desarrollado, para el caso de estructuras de concreto reforzado, las ideas que sobre este problema se resumen enseguida.



a) Reforzamiento con placas de acero y con mortero



b) Reforzamiento con ángulos de acero y placas rectangulares



c) Reforzamiento con malla electrosoldada

**FIG. 8.1 - METODOS PARA PROPORCIONAR DUCTILIDAD ADICIONAL A LAS COLUMNAS EXISTENTES .**

## 8.2. IMPORTANCIA DE PREDECIR LA DUCTILIDAD DISPONIBLE EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO.

Las estructuras de concreto reforzado, localizadas en zonas de alto riesgo sísmico y diseñadas de acuerdo a las actuales normas para diseño por sismo, están propensas a experimentar varios ciclos de deformación incurcionando dentro del rango inelástico cuando son sometidas a su máxima capacidad debido a sollicitaciones sísmicas del terreno. Al respecto se han desarrollado varios métodos analíticos para estimar las demandas de ductilidad de las estructuras. Una vez asignados los requerimientos de ductilidad de la estructura, el diseñador deberá tener alguna forma de predecir la ductilidad disponible para la alternativa de reparación seleccionada y así poder diseñarla y detallarla para desarrollar la ductilidad requerida. Debe enfatizarse que debido a que los actuales métodos usados para estimar las demandas de ductilidad están basados sobre métodos matemáticos simplificados y con procedimientos que podrían dirigir a estimaciones poco conservadoras de la demanda real, el diseñador deberá verificar que la estructura original se asegure con una mayor ductilidad que la requerida.

Para alcanzar grandes ductilidades, por requerimientos de desplazamientos laterales, es conveniente predecir deformaciones inelásticas localizadas que ocurran en ciertas regiones críticas de los miembros de las estructuras. Estas regiones críticas están usualmente localizadas alrededor de secciones donde los esfuerzos en el acero o en el concreto alcanzan sus valores de fluencia. En estructuras de concreto reforzado, esto puede ocurrir en prácticamente cualquier sección porque los miembros pueden ser diseñados con resistencias variables; esto es posible cuantificando el acero de refuerzo y las secciones transversales para cualquier selección o estimación desarrollada de fuerzas internas. Afortunadamente, debido a consideraciones económicas e incertidumbres acerca de las condiciones de carga (i.e. selección de la envolvente de momentos), el dimensionamiento de miembros y la distribución del refuerzo son usualmente hechos de tal manera que las regiones críticas están lo

calizadas alrededor de los puntos de máximas fuerzas internas. — Estas regiones se ilustran en la Fig. 8.1.2., para el caso de un entrepiso, en donde la secuencia de fallas se indican con números progresivos.

Estas regiones se denominan como regiones críticas.

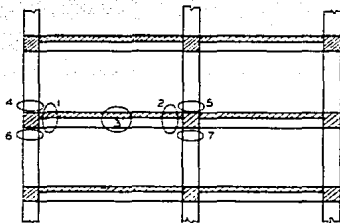


Fig. 8.1.2. Regiones críticas típicas en un marco de concreto reforzado.

Dependiendo del tipo de sistema estructural y de la rigidez relativa de los miembros y el detallamiento de estos miembros y sus conexiones, los requerimientos de ductilidad, para deformaciones locales que ocurren en las regiones críticas, pueden exceder considerablemente las demandas de ductilidad por desplazamientos laterales. Por tanto, la necesidad de un factor de ductilidad para desplazamientos laterales, aún cuando útil, no es por sí mismo suficiente para prevenir una falla bajo un sismo intenso. Resultados obtenidos en estudios han demostrado que análisis basados en la respuesta elástico-lineal generalmente sobre-estiman la deformación dúctil en columnas y subestiman la de las trabes, lo cual no ocurre en un análisis plástico. Para estructuras de concreto reforzado, los valores exactos de la ductilidad requerida en regiones críticas son cruciales dada la sensibilidad de la capacidad de rotación disponible al tipo, cantidad y detallado del reforzamiento.



Así, para obtener la ductilidad de una estructura de concreto reforzado, es necesario predecir la ductilidad de sus miembros, los cuales dependen, a su vez, de la ductilidad de sus regiones críticas. Esto último es usualmente cuantificable por la capacidad de rotación determinada de la curvatura de la ductilidad de sus secciones usando los principios de la mecánica del medio continuo.

Para alcanzar grandes ductilidades bajo excitaciones dinámicas generalizadas inducidas por sacudidas de tierra intensas, la estructura debe estar diseñada y detallada de tal suerte que la flexión domine la conducta de las regiones críticas.

Estudios realizados por los ingenieros V.V. Bertero y C. Felippa y que fueron presentados en el "Simposium Internacional sobre Mecanismos de Flexión del Concreto Reforzado", celebrado en Miami, Florida en 1964, mostraban que la capacidad de rotación de las regiones críticas de miembros de concreto reforzado sometidos a flexión puede ser controlada por la ductilidad del refuerzo más que por el concreto, si los refuerzos a compresión y transversales son empleados apropiadamente. En los resultados obtenidos se demostró que la adición de barras a tensión puede mejorar la capacidad de rotación de miembros de concreto reforzado bajo flexión pura. Además, una adecuada combinación de refuerzo a tensión y a compresión puede ofrecer ventajas económicas y mejores resultados en el comportamiento general.

No obstante, existen evidencias del comportamiento de las regiones críticas sujetas a cargas generalizadas, variables y repetitivas similares a las que ocurren en intensos movimientos sísmicos del terreno, incluyendo inversión de momentos flexionantes, que indican que el comportamiento de los miembros estructurales de concreto reforzado se caracteriza por una pérdida de rigidez que se incrementa al igual que el número de ciclos de intensas deformaciones invertidas. Aún cuando una pérdida de rigidez no evita, a las regiones críticas adecuadamente reforzadas, desarrollar su resistencia última, la rigidez inicial, en la inversión de cargas, de

crementa y la deformación, en la cual la capacidad de diseño fué alcanzada, se incrementa a la par que el número de ciclos de carga alternativa se incrementa. Esta reducción en la rigidez fué también observada en construcciones reales de varios niveles.

Para estructuras de concreto reforzado diseñadas sobre las bases de los requerimientos del reglamento, el problema más serio, entonces, parece ser la pérdida de rigidez más que la degradación de la resistencia.

Así, el momento y la curvatura en las regiones críticas de los miembros de concreto reforzado sujetos a largas deformaciones inelásticas, son sensibles a la pérdida de los aspectos fundamentales de la rigidez. Estos son:

- 1) Comportamiento inelástico del acero de refuerzo.
- 2) Grado de agrietamiento del concreto.
- 3) Efectividad de la adherencia entre el acero y el concreto.
- 4) Pérdida de anclaje y
- 5) La presencia de deformaciones por cortante y agrietamiento diagonal por cortante.

Todos estos factores son sensibles a la historia de esfuerzos de la estructura durante un terremoto y frecuentemente conllevan a una pérdida de la rigidez en ciclos sucesivos de carga. Este decremento es, comúnmente, conocido como "degradación" o "deterioro" de la rigidez.

Resulta pues, evidente, que el uso de la ductilidad en la estructuración o reforzamiento en edificios, como recurso para la disipación de energía ante importantes solicitaciones de carga lateral, obliga a predecir los mecanismos a formar por articulaciones plásticas y su importante secuencia de aparición en la historia de cargas. Existen, sin duda, incertidumbres importantes al respecto, pero es indudable, que los beneficios que se obtienen, ofrecen ventajas que compensan, en parte, los incrementos

en materiales y costos de construcción que implica el uso de valores de diseño sísmico conservadores y que obligan, en ocasiones a seleccionar soluciones complejas e inciertas.

Es importante resaltar nuevamente, como ya se indicó en el capítulo 4, que un edificio con una configuración sencilla, tanto en planta como en elevación, y con soluciones estructurales sísmo-resistentes simétricas, además de presentar un mejor comportamiento sísmico, también favorecen la preparación de mecanismos dúctiles aceptables para cuando la estructura incurse en el rango inelástico.

Se requiere pues, un mejor esfuerzo en la investigación y experimentación, así como su importante aplicación real para la verificación y aceptación generalizada de esta teoría.

### 8.3. CRITERIO DE SELECCION DE ALTERNATIVAS PARA LA REESTRUCTURACION DEL EDIFICIO.

Una vez planteadas las características fundamentales de las alternativas de refuerzo sísmo-resistente, se procedió a ponderar las factibilidades técnicas de realización física.

a) Los métodos para incrementar la capacidad sísmo-resistente han tenido una amplia difusión en la reparación de edificios en la ciudad de México y, en consecuencia, existe una amplia experiencia en su procedimiento constructivo así como un conocimiento de su respuesta ante cargas horizontales. Estos métodos que se describen con profusión en los subcapítulos siguientes, son los que se estudiaron para reestructurar el edificio en estudio.

b) Los métodos para mejorar la capacidad de deformación, al igual que su combinación con el método anterior, presentan varias desventajas que actualmente restringen su uso, como lo es la incertidumbre de proporcionar una satisfactoria adherencia entre los nuevos materiales y los ya existentes que garantice un eficaz comporta-

miento en la formación de articulaciones plásticas cuando los miembros estructurales sufren grandes deformaciones e incursonan en el rango inelástico. Además, la imposibilidad de dar continuidad al refuerzo en los elementos estructurales y en sus zonas de interferencia (nudos), debido a la presencia de muros estructurales, co-lindancias, traveses y losas de entrepiso, dificultan la correcta aplicación de este método. Estas y otras dificultades eliminaron en nuestro caso la posibilidad de utilizar esta alternativa de re-fuerzo sísmo-resistente.

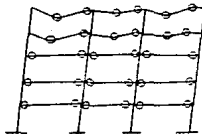
#### 8.4. REESTRUCTURACION CON TRABE PERIMETRAL

##### \* VENTAJAS Y LIMITACIONES DEL METODO

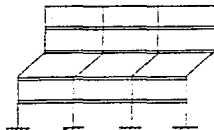
Esta solución proporciona valiosas ventajas arquitectónicas como son la libertad de espacios para circulación, mayores áreas de iluminación disponibles y mejor solución estética en fachadas (Fig. 8.4.1.).

Las características del modelo proporcionan una distribución más uniforme de la rigidez de entrepiso evitando altas concentraciones de esfuerzos en la cimentación.

Sin embargo, la presencia de estos elementos rigidizantes, colocan a la estructura en una condición de falla frágil al reducirse la ductilidad adicional que proporciona la falla de traveses a la de columnas (Fig. 8.4.2.).



Colapso completo de un marco rígido dúctil con columnas fuertes y traveses débiles



Colapso parcial de un marco con columnas débiles y traveses fuertes.

FIG. 8.4.2. POSIBLES MECANISMOS DE COLAPSO EN MARCOS

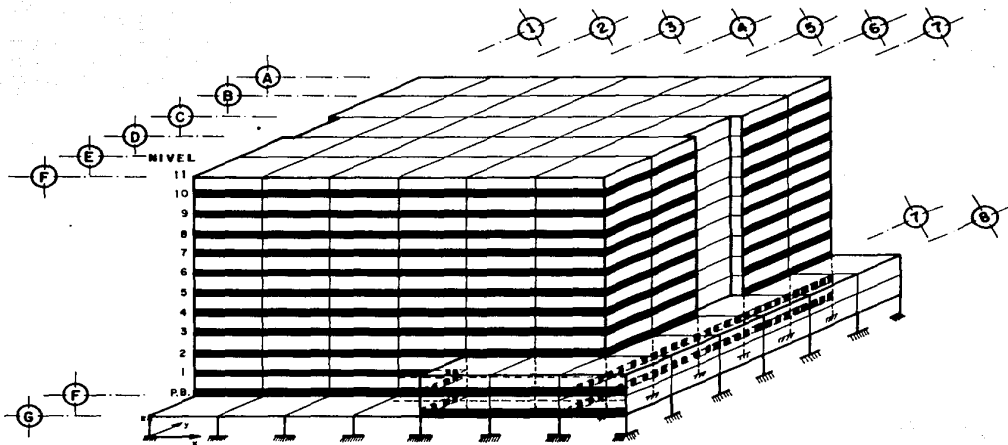
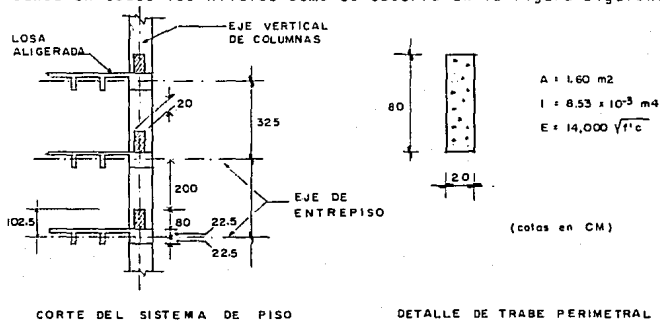


FIG. 8.4.I.-ALTERNATIVA CON TRABE PERIMETRAL ("A")

### \* DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS

Si bien la solución con traveses perimetrales suele ser muy efectiva para aumentar la rigidez global del edificio para fuerzas horizontales, es necesario considerar su colaboración estructural empleando rigideces modificadas de las columnas al elaborar el modelo temático correspondiente, para tomar en cuenta el gran peralte que suelen tener las vigas, lo que deja longitudes de deformación pequeña para las columnas. Este modelo geométrico adoptado para la estructura se muestra en las figuras 8.4.3.

Para el análisis del modelo, se propuso una trabe de sección constante en todos los niveles como se observa en la figura siguiente.



Considerando el incremento de esfuerzos en las columnas y la concentración de fuerzas cortantes en la intersección columna-trabe principal provocados por la inclusión de éste último elemento, se decidió aumentar la sección de las columnas así reforzadas variando sus dimensiones en 10 centímetros adicionales a cada lado de las columnas en los cuatro últimos niveles, 15 en los cuatro siguientes y 20 en los primeros cuatro pisos.

NIVEL

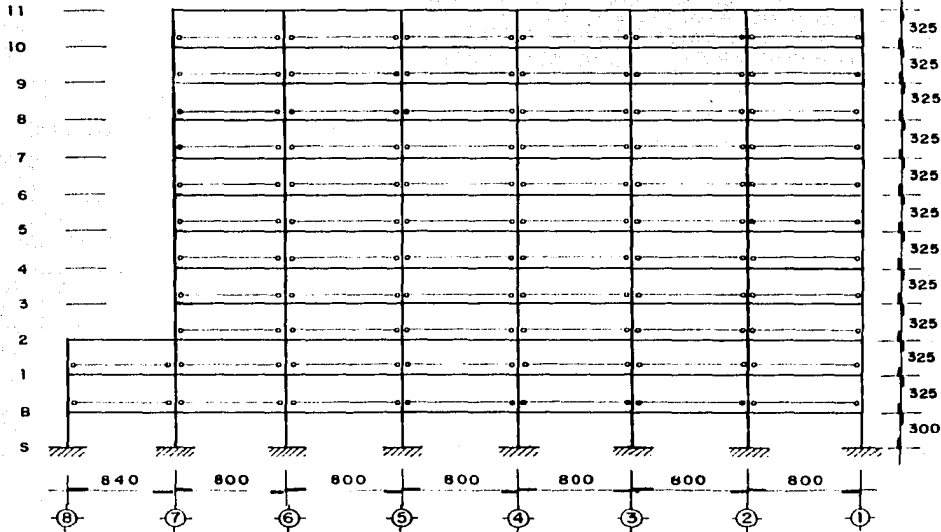


FIG. 8.4.3a MARCO A (ALTERNATIVA "A")

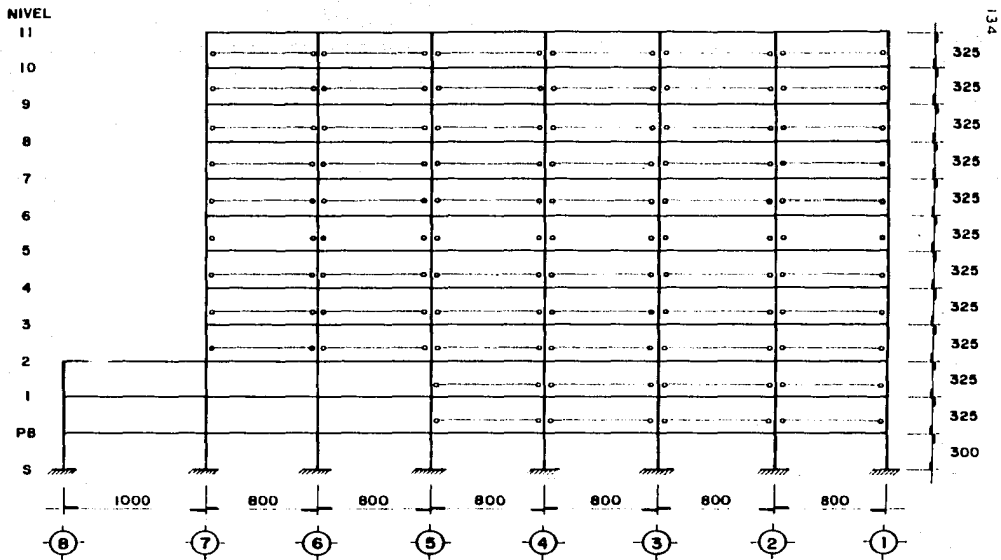


FIG. 8.4.3.b MARCO F (ALTERNATIVA "A")



NIVEL

11

10

9

8

7

6

5

4

3

2

1

P.B.

S

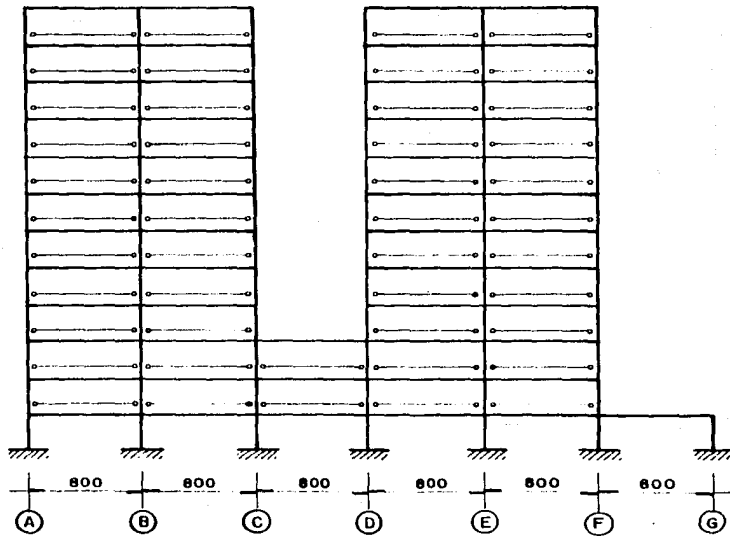


FIG. 8.43.c. MARCO 1 (ALTERNATIVA "A")

NIVEL

11

10

9

8

7

6

5

4

3

2

1

PB

5

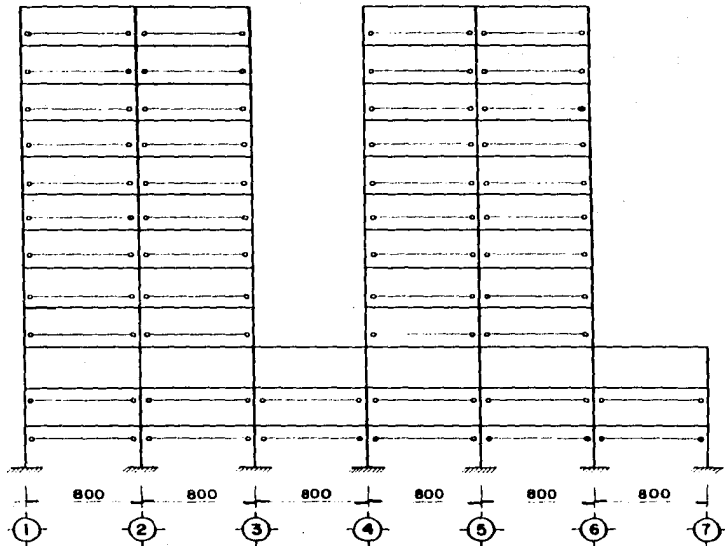


FIG. B.4.3.d MARCO 7 (ALTERNATIVA "A")

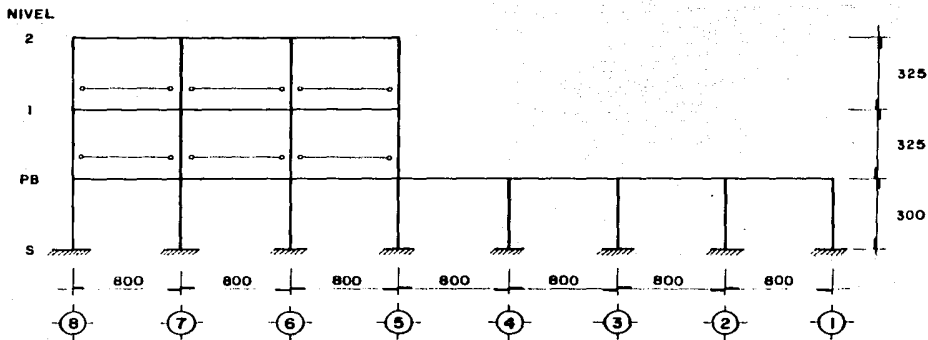


FIG. 8.4.3. e. MARCO G (ALTERNATIVA "A")

Para el módulo de elasticidad del concreto, se utilizó el recomendado por el nuevo reglamento de construcciones (RCDF-1987) para concretos clase I:  $E_c = 14.000 \sqrt{f'c}$ , así:

$$E_c = 1.980.000 \text{ kg/cm}^2$$

Con el modelo adoptado y las características de secciones y materiales se pudo evaluar el incremento de rigidez en los marcos con el mismo programa de computadora sin necesidad de incluir alguna modificación.

Los resultados obtenidos del análisis mediante este modelo se muestran en el Capítulo 9.

## 8.5. REESTRUCTURACION CON DIAGONALES DE CONTRAVIENTO

### \* VENTAJAS Y LIMITACIONES DEL METODO

El refuerzo con diagonales proporciona una distribución uniforme de rigideces por entrepisos y evita altas concentraciones de cargas en la cimentación. Arquitectónicamente, las diagonales no interfieren mayormente en la iluminación natural de las áreas interiores ni las áreas de circulación, aunque su efecto estético es discutible. (Fig. 8.5.1.).

### \* DESCRIPCION DE MODELO DE ANALISIS

En el análisis de marcos contraventeados es fundamental tomar en cuenta no sólo los momentos flexionantes en traveses y columnas, sino también las fuerzas axiales que en ellas introducen los componentes horizontales y verticales de las fuerzas que obran en los contravientos.

En marcos contraventeados en todos los niveles de una misma crujía, si las vigas y columnas no son muy robustas, una forma sencilla y

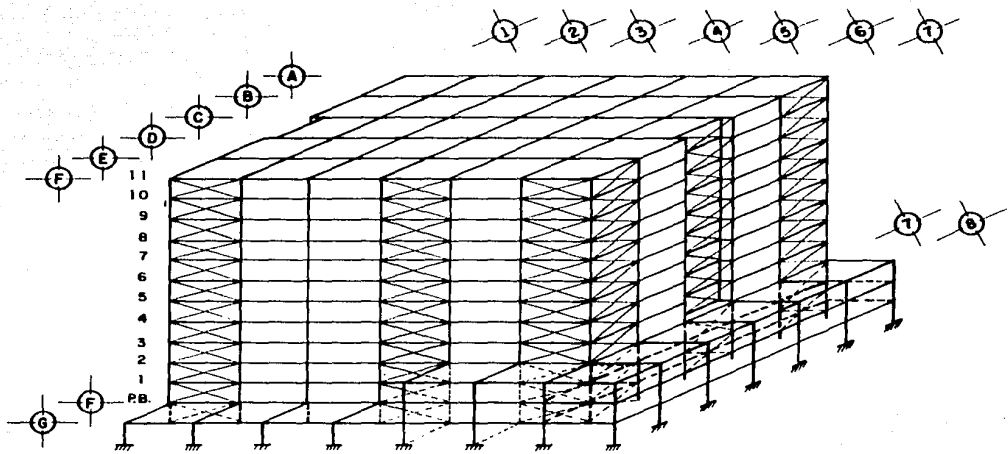
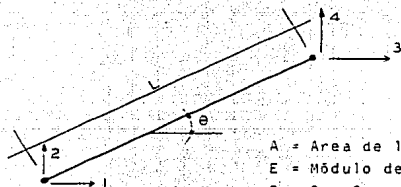


Fig. 8.5.1.- ALTERNATIVA CON CONTRAVIENTOS ("B")

razonablemente aproximada de determinar las cargas axiales en los distintos miembros, es analizar la cruzja contraventeada como una armadura, ignorando la rigidez a flexión de las vigas y columnas.

Lo más conveniente para analizar marcos con cualquier disposición de contravientos es emplear el método de rigideces, incluyendo en la matriz de rigideces global el aporte de los contravientos. Estos usualmente se representan como elementos con sólo rigidez axial, cuya matriz de rigideces, con referencia a los grados de libertad y propiedades que se indican en la Fig. 8.5.2, está dada por:

$$k = \frac{EA}{L} \begin{pmatrix} C^2 & CS & -C & -CS \\ CS & S^2 & -CS & -S^2 \\ -C^2 & -CS & C^2 & CS \\ -CS & -S^2 & CS & S^2 \end{pmatrix}$$



A = Área de la sección transversal  
 E = Módulo de elasticidad  
 C = Cos  $\theta$   
 S = Sen  $\theta$

Figura 8.5.2. Propiedades y grados de libertad de una diagonal.

Cuando se usan diagonales de acero es conveniente revisar los efectos por pandeo cuando se desea que las secciones desarrollen, además de resistencia a la tensión, también la de compresión pues suelen tenerse relaciones de esbeltez muy altas. Para el caso de diagonales de concreto reforzado, la precaución principal deberá girar en torno a los esfuerzos de tensión que agrietan el concreto. Una simplificación aceptable es considerar solamente la diagonal en compresión, que es la que tiene mayor rigidez, empleando el área de su sección bruta y el módulo de elasticidad del concreto; en todo caso, para la diagonal en tensión, se puede usar solamente el área de acero con el módulo de elasticidad de dicho material.

En el caso del edificio en estudio se analizaron diversas soluciones de rigidización a base de diagonales de acero:

- a) Se probó la rigidización con diagonales a tensión, en todos los niveles, de las crujeas extremas de los 4 marcos exteriores; pero ésta no fué suficiente para reducir la excesiva flexibilidad del edificio.
- b) Se estudió la factibilidad de reestructurar el edificio con tres sistemas de contravientos, dos en las crujeas extremas y uno central, a base de diagonales de tensión en todos los niveles. En el estudio inicial del edificio se apreció una atenuación de la rigidez de los marcos 1 y 7, seguramente debido a la falta de continuidad del sistema de piso entre los ejes C-D, por lo que se decidió agregar en esa crujía el tercer refuerzo diagonal. Pese a que se incrementó la rigidez de entrepiso, respecto al análisis anterior, esta solución no fué suficiente para satisfacer los requerimientos de reglamento.
- c) Otra alternativa de reestructuración consistió en analizar cada una de las soluciones anteriores pero con diagonales a tensión y a compresión, con lo que se lograron mejorar sustancialmente las rigideces de entrepiso.

d) Finalmente, se estudió la influencia de la conexión intermedia entre las barras de tensión y de compresión. En la opción anterior se analizó la participación simultánea de las barras diagonales sometidas a tensión y las sometidas a compresión pero desligadas entre sí. Existía la incertidumbre de saber si la rigidez de entrepiso, de los marcos analizados, se modificaba al cambiarse la rigidez de las barras. Los resultados obtenidos, demostraron que no se modifica la rigidez de entrepiso al analizarse las barras ligadas entre sí, pero sí se reducen a la mitad sus esfuerzos, con respecto a los que se obtienen de considerarlas desligadas.

En las figuras 8.5.3 se muestran los modelos de análisis utilizados para la opción b.

En el Capítulo 9 se muestran los resultados obtenidos para esta alternativa.

## 8.6. REESTRUCTURACION CON MUROS DE RIGIDEZ

### \* VENTAJAS Y LIMITACIONES DEL METODO

La inclusión de muros de concreto reforzado es uno de los procedimientos más eficientes para rigidizar una estructura y reducir sus asimetrías (Fig. 8.6.1), sin embargo, presenta el problema de producir grandes concentraciones de carga en la cimentación, además de restringir la circulación y la iluminación natural en el edificio.

Cuando se desea reestructurar un edificio a base de muros de concreto reforzado es importante definir en el análisis y diseño de los nuevos elementos, su conexión con los ya existentes. En el trabajo realizado se estudiaron las siguientes opciones:

a) Muros continuos de concreto reforzado cuyo acero de refuerzo se coloca en forma corrida desde el sótano hasta la azotea. Esto se logra abriendo ranuras en el sistema de piso, donde se requiera, para garantizar la continuidad de los nuevos elementos y con ello,



NIVEL

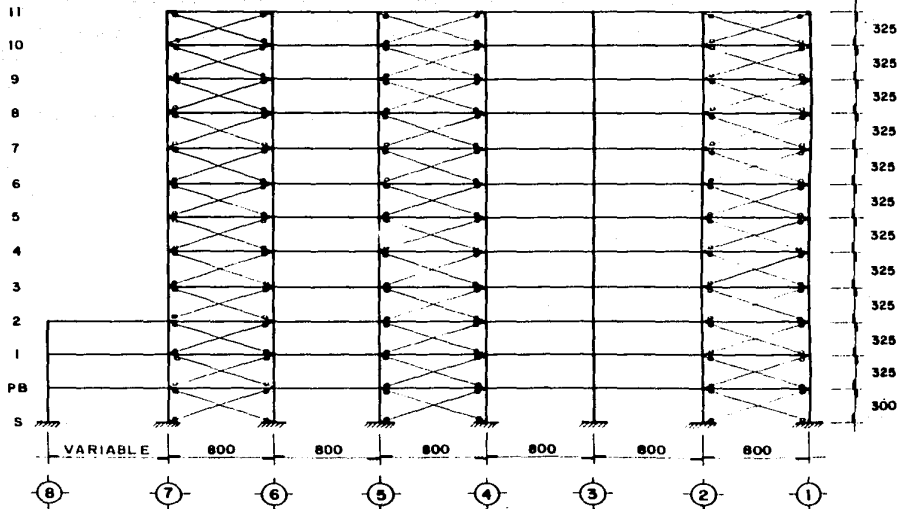


FIG. 8.5.3.a MARCOS A y F (ALTERNATIVA "B")

NIVEL

11

10

9

8

7

6

5

4

3

2

1

P.B.

S

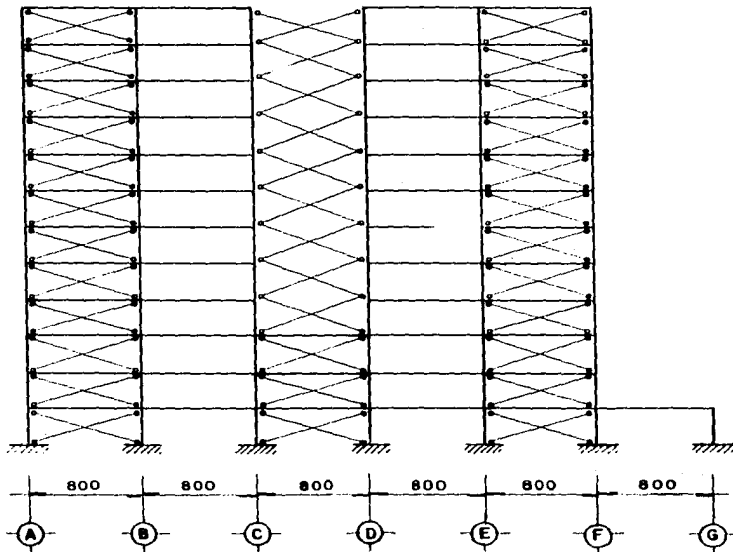


FIG. 8.5.3.b. MARCO 1 (ALTERNATIVA "B")

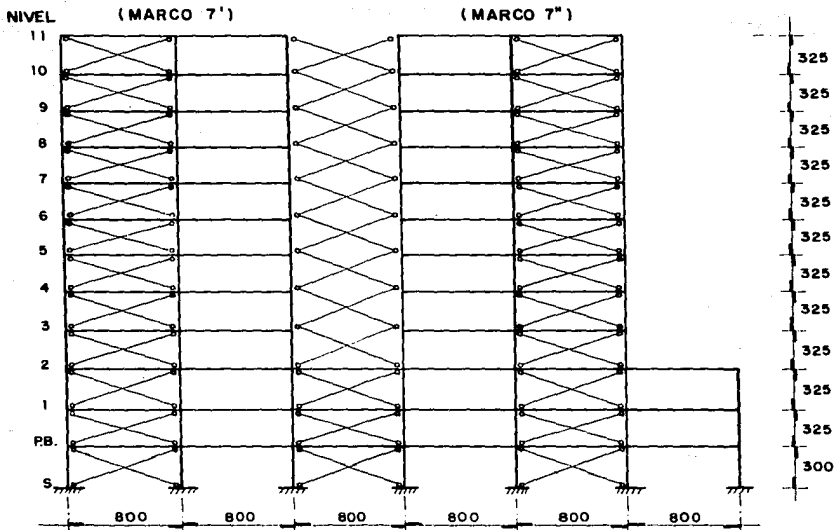


FIG. 8.5.3.c MARCO 7 (ALTERNATIVA "B")

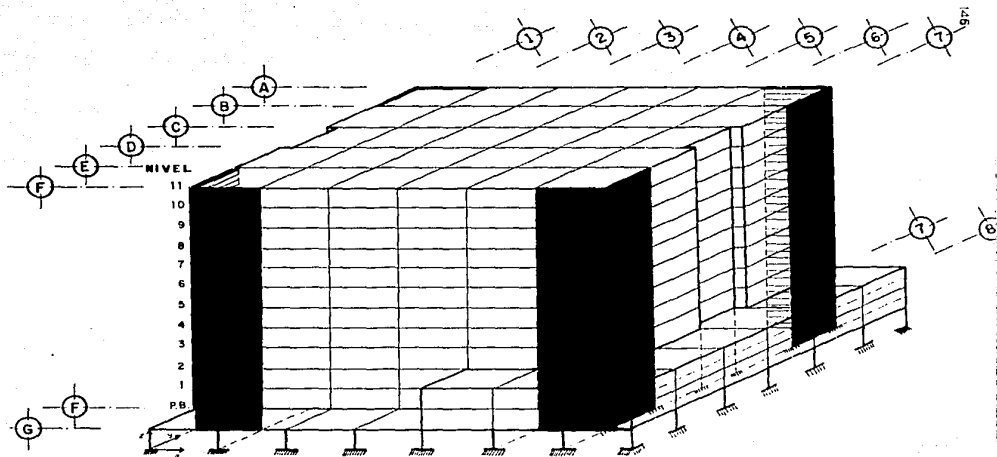


Fig. 8.6.1.- ALTERNATIVA CON MUROS DE RIGIDEZ ("C")

la resistencia a los elementos mecánicos adicionales inducidos con esta nueva reestructuración. Los resultados del análisis obtenido mediante este método, se muestran en el Capítulo 9.

b) Solución con vigas de concreto reforzado confinados por los elementos trabe-columna que constituyen el marco. Con este método no se requiere ranurar el sistema de piso sobre el marco, por lo que se facilita el proceso constructivo y se reduce el tiempo-costo de reforzamiento. Sin embargo, presenta algunos problemas en su respuesta sísmo-resistente que restringen su uso. Las características de esta alternativa y el modelo de análisis utilizado se describen más adelante. Los resultados obtenidos se pueden observar en el Capítulo 9.

#### \* DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS CON MUROS CONTINUOS DE RIGIDEZ

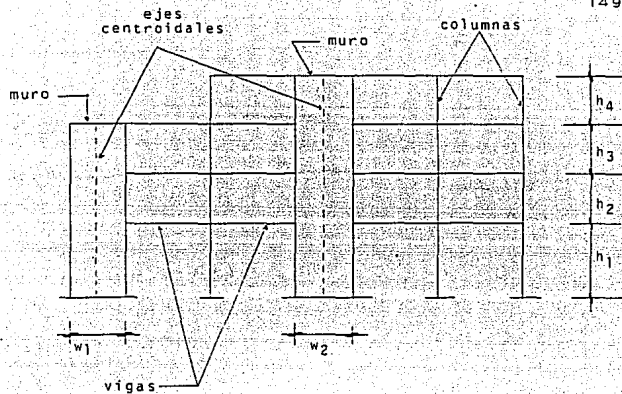
Para analizar sistemas de muros y muro-marco se considera cada muro como una columna ancha con sus propiedades concentradas en su eje centroidal y se supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión. Esto se ilustra en la Fig. 8.6.2 y tiene la ventaja de que los sistemas con muros se idealizan como estructuras esqueléticas, igual que las columnas y las zonas rígidas en las vigas modifican las respectivas matrices de rigideces. Con referencia a los grados de libertad y notación mostrados en la fig. 8.6.3, dichas matrices se escriben:

Para las columnas anchas:

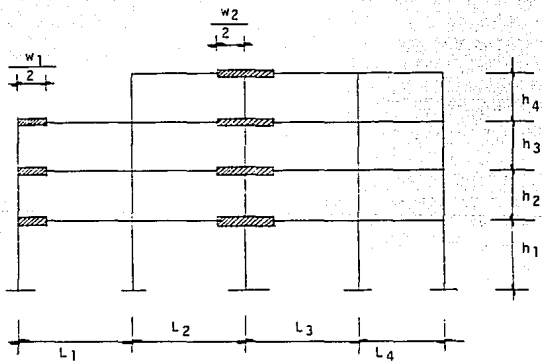
				Simétrica	
$\frac{12EI}{(1+\alpha)h^3}$					
$\frac{12EI}{(1-\alpha)h^3}$	$\frac{12EI}{(1-\alpha)h^3}$				
$\frac{6EI}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{6EI}{(1-\alpha)h^2}$	$\frac{(4+\alpha)EI}{(1-\alpha)h}$			
$\frac{6EI}{(1+\alpha)h^2}$	$\frac{6EI}{(1-\alpha)h^2}$	$\frac{(2-\alpha)EI}{(1-\alpha)h}$	$\frac{(4+\alpha)EI}{(1-\alpha)h}$		
○	○	○	○	$\frac{EA}{n}$	
○	○	○	○	$\frac{EA}{n}$	$\frac{EA}{n}$

Para las vigas con zonas rígidas en sus extremos:

				Simétrica	
$4 + 12 \frac{e}{\lambda} \left(1 + \frac{e}{\lambda}\right)$					
$2 + 6 \left(\frac{e}{\lambda} - \frac{e}{\lambda}\right) + 12 \frac{e^2}{\lambda^2}$		$4 + 12 \frac{e}{\lambda} \left(1 + \frac{e}{\lambda}\right)$			
$\frac{6}{\lambda^2} \left(1 - \frac{2e}{\lambda}\right)$		$\frac{6}{\lambda^2} \left(1 - \frac{2e}{\lambda}\right)$	$\frac{12}{\lambda^2}$		
$\frac{6}{\lambda^2} \left(1 + \frac{2e}{\lambda}\right)$		$\frac{6}{\lambda^2} \left(1 - \frac{2e}{\lambda}\right)$	$\frac{12}{\lambda^2}$	$\frac{12}{\lambda^2}$	

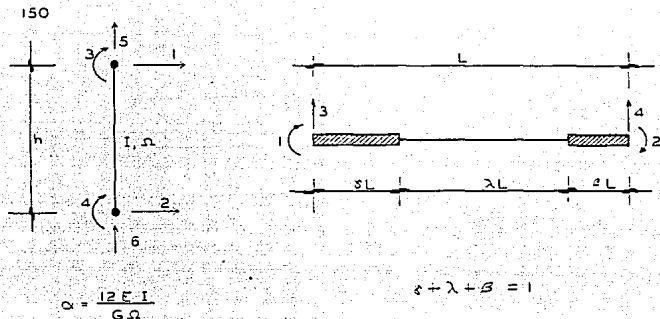


a) Esquema de la estructura



b) Marco con columnas anchas

Figura 8.6.2. Sistema muro-marco típico y su idealización como un marco con columnas anchas.



a) Columna ancha

b) Viga con zonas infinitamente rígidas a flexión en sus extremos.

Figura 8.6.3. Notación y grados de libertad para columnas y vigas en el método de la columna ancha.

En casos extremos, si el área de cortante es grande o las longitudes de zonas rígidas son bastante pequeñas, las matrices anteriores coinciden con las de una viga y columna normales. Así, si dichas matrices se incluyen en un programa para resolver marcos, éste servirá también para analizar sistemas muro-marco.

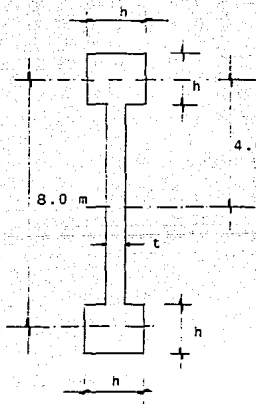
Existen programas para analizar edificios que incluyen explícitamente deformaciones por cortante y zonas rígidas. Cuando se usan programas que no incluyan esta última opción, las zonas rígidas pueden representarse por tramos de vigas con momentos de inercia grandes, en comparación con las de las vigas y columnas del conjunto. Esta situación fué la que se consideró en el análisis de la estructura.



En las figuras 8.6.4 se muestran algunos de los modelos que sirven para estimar la rigidez de los marcos con muros de rigidez.

En el estudio se analizó la variación del espesor del muro como factor de incremento para la rigidez de entrepiso y no obstante el pequeño aumento de áreas resistentes, la resistencia del marco a desplazamientos laterales mejoró satisfactoriamente.

Es importante verificar una buena conectividad entre muros nuevos y columnas existentes, pues la contribución de ambos elementos trabajando en conjunto incrementa en forma considerable la resistencia a desplazamientos laterales que considerándolos de manera aislada, debido al trabajo como sección "I" que realizan, donde el muro es el alma y la columna, el patín. En la figura siguiente se ilustra como se consideró, en esta alternativa, la participación conjunta de muro-columna.



$$I_{xx} = I - Ad^2$$

$$I_{xx} = \frac{h^4}{6} + 32h + \frac{t(8-h)^3}{12}$$

$$A = 2 \cdot h^2 + (8-h)t$$

Vista en planta del sistema muro-columna

• DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS CON  
Muros de Tablero Confinados por Marcos

Dentro de la opción de muros de concreto se tiene la de muros confinados por marcos, como elementos de rigidización. (Fig. 8.6.5). En las investigaciones experimentales y analíticas se ha reconocido que inicialmente, tablero y marco, trabajan monolíticamente como una sola unidad en la cual son importantes las deformaciones por flexión y por cortante.

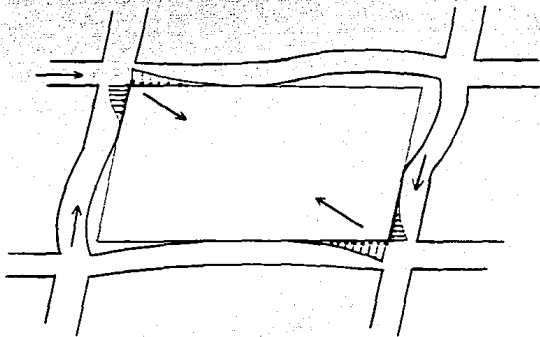


Fig. 8.6.5. Muro de concreto confinado por un marco

Bastan, sin embargo, cargas relativamente pequeñas para que tablero y marco se separen en esquinas opuestas, de modo que el primero se apoya sobre el segundo en la forma que se indica en la figura 8.6.5. Se producen fuerzas axiales en vigas y columnas, así como momentos y cortantes en las mismas. Los momentos son de poca importancia dado que las fuerzas de interacción se desarrollan en la proximidad de los nudos. Las fuerzas cortantes, por el contrario, son de consideración. En el tablero aparecen fuerzas de compresión diagonal que pueden producir fallas por compresión en las esquinas en contacto con el marco. En la dirección de la otra diagonal aparecen esfuerzos de tensión en la mampostería que pueden ocasionar agrietamiento diagonal del muro.

Para el cálculo de la rigidez lateral y de los elementos mecánicos en marco y tablero una posible idealización es simular cada tablero como una diagonal equivalente en compresión según se esquematiza en la figura 8.6.6.

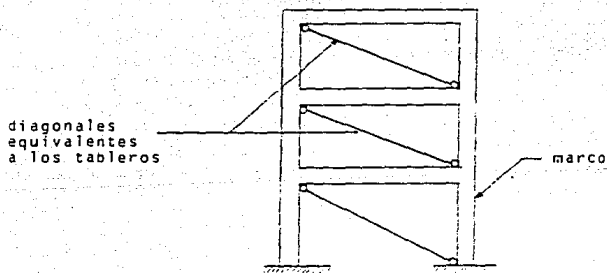


Fig. 8.6.6. Diagonales en compresión equivalentes a tableros de mampostería

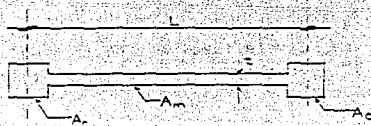
Como resultado de estudios analíticos con elementos finitos en los que se toma en cuenta el comportamiento descrito, se propone que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor,  $t$ , y módulo de elasticidad,  $E$ , que el tablero y que su ancho sea

$$\omega_0 = (0.35 + 0.022 \lambda) h$$

donde

$h$  = altura del tablero entre ejes

$\lambda$  = parámetro adimensional basado en las rigideces de tablero y marco



Planta del sistema muro-columnas

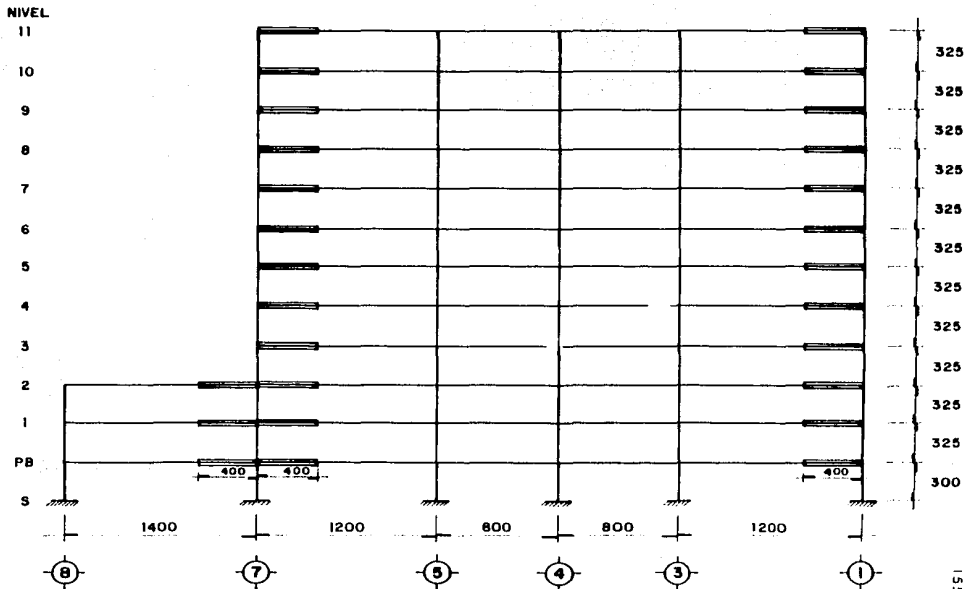
Para muros de concreto de peso normal, el módulo de elasticidad  $E_c$ , se puede evaluar como  $10,000 \sqrt{f'c}$  (con  $f'c$  y  $E$  en  $\text{kg/cm}^2$ ) según se estipula en las normas correspondientes. Es aceptable considerar que el concreto es un material isotrópico, con un módulo de elasticidad de aproximadamente 0.2 y un módulo de cortante,  $G$ , igual a  $E_c/2.4$ .

$$\lambda = \frac{E_c}{G_m} \frac{c}{m}$$

donde

$A_m$  = área de la sección transversal del muro

$A_c$  = área de la sección de cada columna del marco.



**FIG. 8.6.4.a MARCOS A y F (ALTERNATIVA "C")**

NIVEL

11

10

9

8

7

6

5

4

3

2

1

P.B.

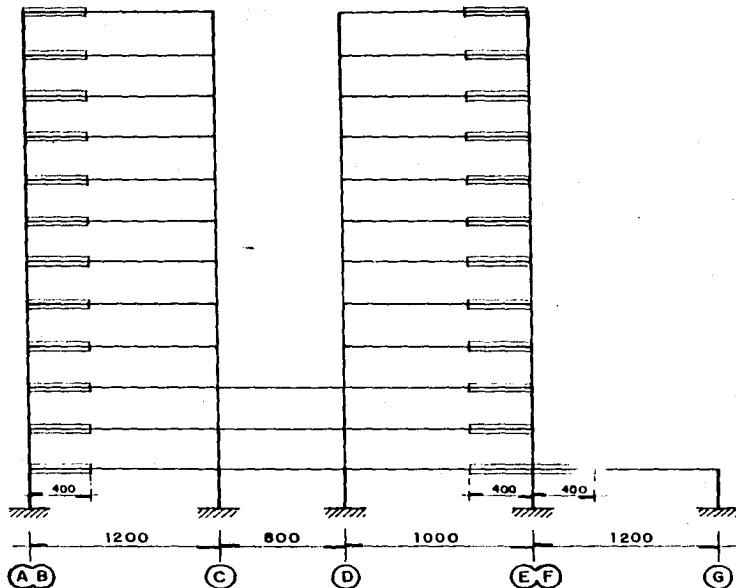


FIG. 8.6.4.b. MARCO 1 (ALTERNATIVA "C")

325

325

325

325

325

325

325

325

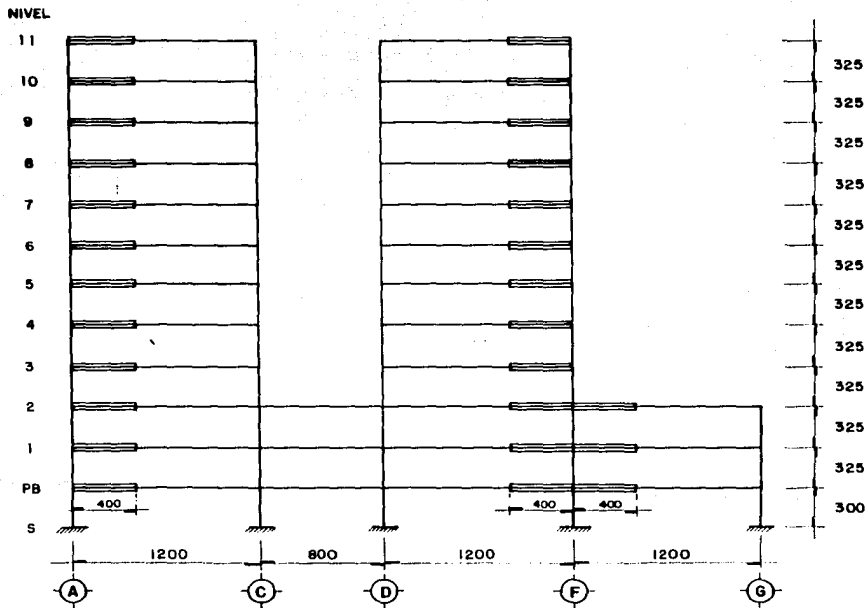
325

325

325

325

300



**FIG. B.6.4.c. MARCO 7 (ALTERNATIVA "C")**

Esta opción de tableros de muros confinados por marcos se utilizó para el análisis del edificio en estudio, pero siendo la estructura original tan flexible, las demandas de rigidez de los muros se manifiestan bastante altas, lo que los expone a fallas frágiles — dadas sus características intrínsecas. Además, por los grandes desplazamientos obtenidos en el análisis para esta alternativa, se hace evidente la aparición de los problemas por falta de adherencia, entre el muro nuevo y el marco existente, ya planteados.

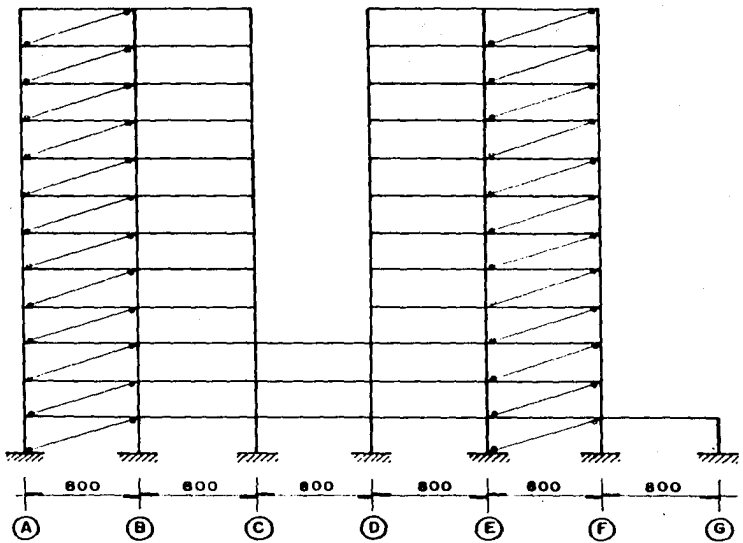
Los modelos de análisis utilizados para este método de reestructuración se muestran en las figuras 8.6.7.





NIVEL

11  
10  
9  
8  
7  
6  
5  
4  
3  
2  
1  
P.B.  
S



325  
325  
325  
325  
325  
325  
325  
325  
325  
325  
300

FIG. 8.6.7.b. MARCO 1 (ALTERNATIVA "C")

NIVEL

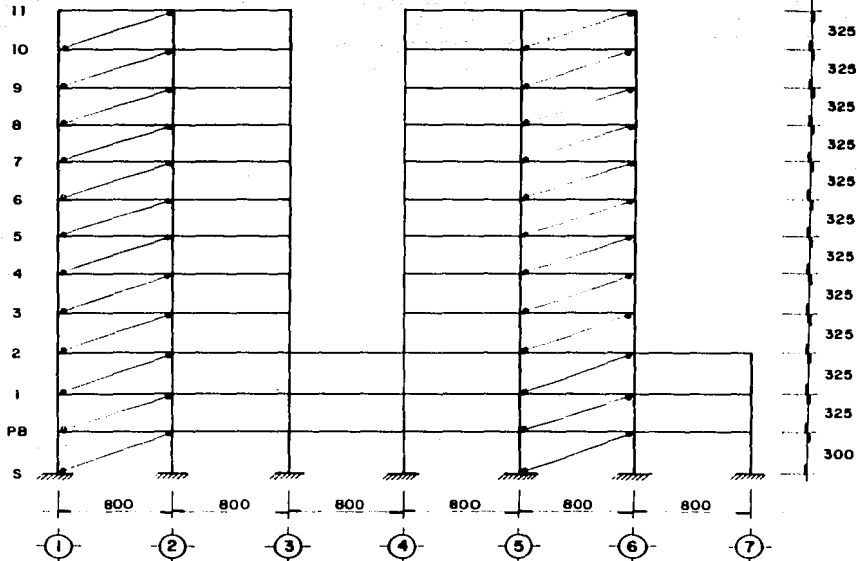


FIG. 8.6.7.c. MARCO 7 (ALTERNATA "B")

## COMPARACION DE ALTERNATIVAS

Por razones de espacio, este capítulo, que representa la parte fundamental de la tesis, se concretará a presentar los resultados, con su interpretación, de los análisis procesados con programas de cómputo, principalmente el "SICAL", además de otros menores adaptados para la distribución de cortantes de entrepiso, obtención de excentricidades y cálculo de períodos fundamentales para las distintas alternativas.

Es importante señalar que dentro de los alcances de este trabajo no está contemplado el diseñar los elementos sismo-resistentes en lo particular, sino observar la influencia del conjunto de ellos en la respuesta general de la estructura, por ello, las secciones de los elementos de refuerzo que se tomaron para el análisis sísmico fueron obtenidas mediante un diseño preliminar, poco aproximado.

## 9.1. DISCRIMINACION DE VARIANTES EN ALGUNAS ALTERNATIVAS.

\* Contravientos metálicos. Se estudiaron cuatro variantes para la opción con contravientos de acero (Figs. 9.1 y 9.2). En todas ellas se utilizó la misma distribución de secciones de acero a base de dos ángulos de lados iguales de 6" x 6" con grosores de 5/8", 1/2", 7/16" y 3/8" teniéndose un cambio a cada tres niveles iniciando con la mayor sección en los primeros tres niveles y terminando con la menor en los tres últimos.

En la primera variante se colocaron contravientos en ambos extremos de cada marco exterior, en todos los entrepisos. Esto redujo casi en un 45% los desplazamientos laterales con relación a la estructura original.

En la segunda opción se agregaron contravientos a tensión para una cruzía intermedia, en todos los entrepisos, además de las otras dos cruzías ya rigidizadas en la primera opción, para lograr así

Nº De  
pisos

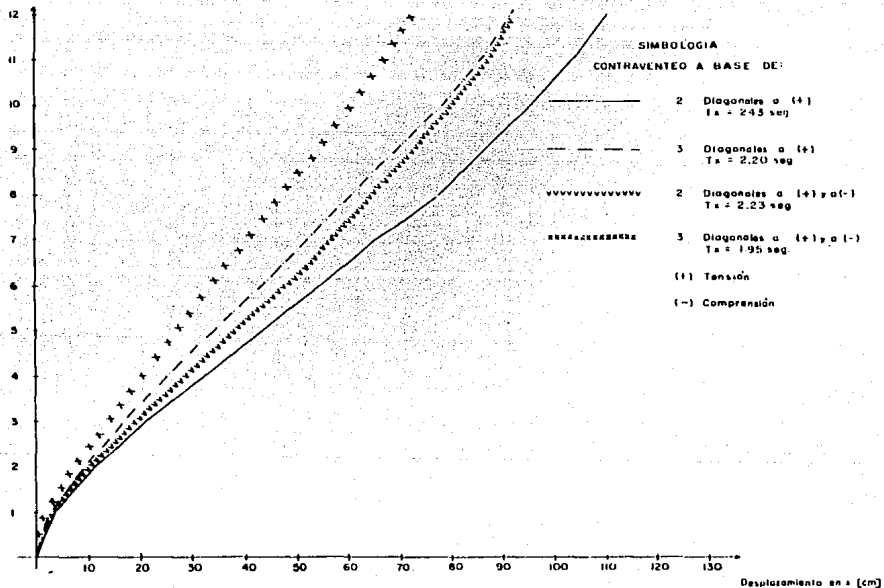


Fig. 9.1 Gráfica de desplazamientos para distintas opciones de contraenteo. (dirección x)

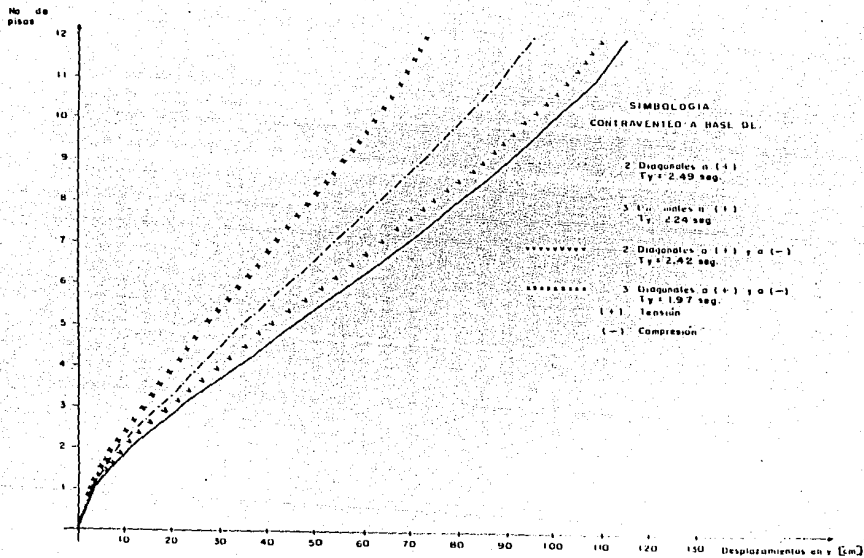


Fig. 9.2 Gráfica de desplazamientos para distintas opciones de contraventeo. (Dirección y )

el trabajo conjunto de tres crujeas contraventeadas. Esta solución incrementó hasta en un 100% la rigidez original y redujo sus desplazamientos laterales a menos de la mitad.

Dadas las características inciertas de dirección y sentido que representa el movimiento del terreno y a la inversión de esfuerzos en las sollicitaciones sísmicas, el refuerzo se construye considerando el efecto de la aplicación de fuerzas en ambos sentidos de los marcos. Esto lleva a proponer elementos diagonales que, aunque se espera trabajen únicamente a tensión, es indudable que eventualmente se verán sometidos a cargas de compresión, como ocurre con los muros no estructurales cuando los marcos se ven excedidos en los requerimientos de movimiento lateral. Esto, pues, movió a considerar la participación simultánea de elementos diagonales a tensión y compresión cuyo efecto de rigidización se ilustra en las figuras 9.1 y 9.2.

Así, en la tercera variante, se propusieron 2 diagonales, la de tensión y la de compresión, en las crujeas extremas de cada marco exterior, en todos los entrepisos que, pese a incrementar los elementos rigidizantes, no lograron superar la rigidez lateral que se obtiene, por ejemplo, de colocar 3 diagonales sólo a tensión, pero con mejor distribución en el plano del marco.

Esto mismo se aplicó en la cuarta variante, pero considerando tres crujeas, opción que por proporcionar mayor rigidez se tomó como la mejor de las cuatro.

El utilizar este tipo de soluciones generará, sin duda, problemas en el diseño de las diagonales por los efectos de esbeltez que éstas tendrán a compresión. Sin embargo, la rigidización que esta variante proporciona promete compensar los esfuerzos que el problema requiere.

Por último, dado que en las últimas dos variantes no se había considerado a las diagonales ligadas en su parte central sino inde

pendientes entre sí, se decidió analizar el fenómeno considerando las ligadas mutuamente añadiendo un punto nodal en su intersección. Esto no incrementó la rigidez de entrepiso pero sí redujo a la mitad los esfuerzos de las barras en el sentido analizado, lo que —apoya en parte, a la solución del problema planteado en el párrafo anterior.

Es evidente que si se incrementan las cruñas contraventeadas, se incrementarán en proporción directa las rigideces de entrepiso reduciéndose los desplazamientos laterales. Aunque tal vez el aspecto estético no resulte muy agradable.

Respecto a las excentricidades generadas con este modelo, no existe gran diferencia entre las distintas variantes por lo que sólo se muestran las inducidas con la opción elegida. (Ver figuras — 9.9 y 9.10).

\* Muros de rigidez. Se consideró la acción de ocho muros de concreto distribuidos en los ejes A, F, 1 y 7, teniéndose 2 por marco.

En el análisis inicial se propusieron secciones de 35 cm de espesor para todos los marcos, en los primeros 4 pisos inferiores, — disminuyéndose las secciones en 5 cm a cada 2 niveles hasta lograr 15 cm en los dos últimos, considerando a los muros como elementos continuos. A esta primera variante se le llamó como de "muro grueso con armado continuo".

Sin embargo, esta distribución marcó una ligera tendencia de la rigidez a concentrarse hacia una esquina (ejes F y 7) del conjunto de los marcos vistos en planta, en los primeros 3 niveles. Por ello, se propuso una segunda variante considerando, en los marcos F y 7, una sección en muros menor a la que se tenía en los marcos A y 1. Así, en los ejes F y 7, en los primeros 3 niveles, se tuvieron secciones de 25 cm, en los 3 siguientes de 20 cm y en los 4 últimos de 15 cm.



Con esta distribución se mejoró la distribución de rigideces, pero se optó por intentar otra combinación. A esta variante se le llamó como de "muro intermedio con armado continuo".

Dado el incremento en volúmenes de materiales que se tenía el incrementar las secciones de los muros y la necesidad de mover un poco más el centro de torsión, se decidió forzar un poco más a los ejes F y 7 con otra disminución en el espesor de los muros. De esta manera, se propusieron secciones de 20 cm en el espesor de los muros en los primeros 8 niveles y de 15 en los 4 últimos. Los ejes A y 1 se mantuvieron nuevamente constantes. A esta tercera variante se le denominó como de "muro delgado con armado continuo".

Esta variación en la sección de los muros, que aparentemente es de poca importancia, arroja interesantes resultados en la distribución de rigideces que literalmente cambia el centro de torsión y con ello las excentricidades calculadas. En las figuras 9.3 y 9.4 se aprecian las excentricidades torsionales inducidas por las variantes arriba descritas. El pico que muestran casi todas las variantes en los niveles 2 y 3 se deben a la presencia de los marcos G y B que provocan irregularidades torsionales indeseables.

Destacan, también en esas figuras, que las mayores excentricidades se marcan precisamente en los niveles en que se tienen los mayores cortantes por entrepiso y con ello las zonas de mayor riesgo de falla.

La cuarta y última variante, llamada de "muro confinado por marcos", tuvo otro proceso de modelación y análisis, como ya se explicó en el capítulo 8. Las secciones utilizadas corresponden a las empleadas también para la variante de muro grueso con armado continuo. La configuración torsional que se ilustra, así mismo en las figuras 9.3 y 9.4, es similar a la obtenida con la primera variante pero con valores generalmente más favorables.

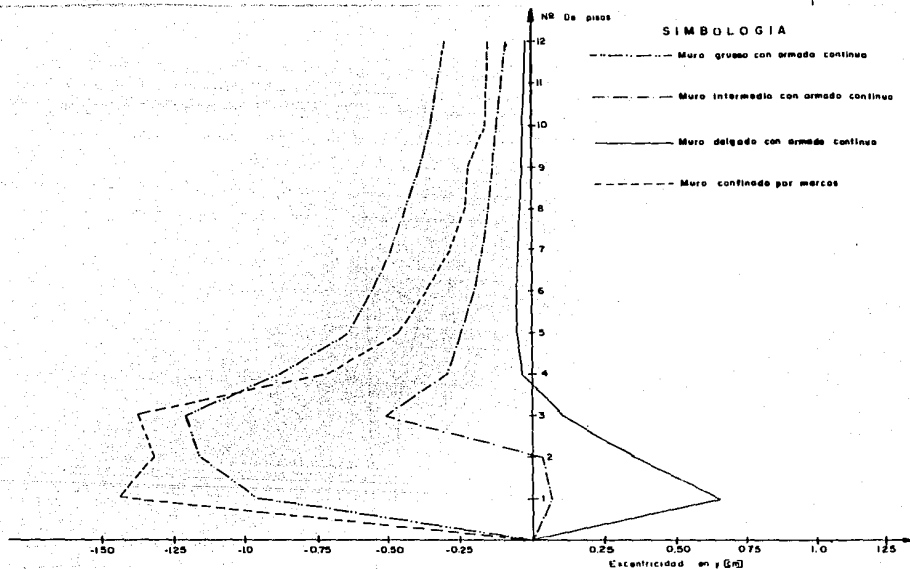
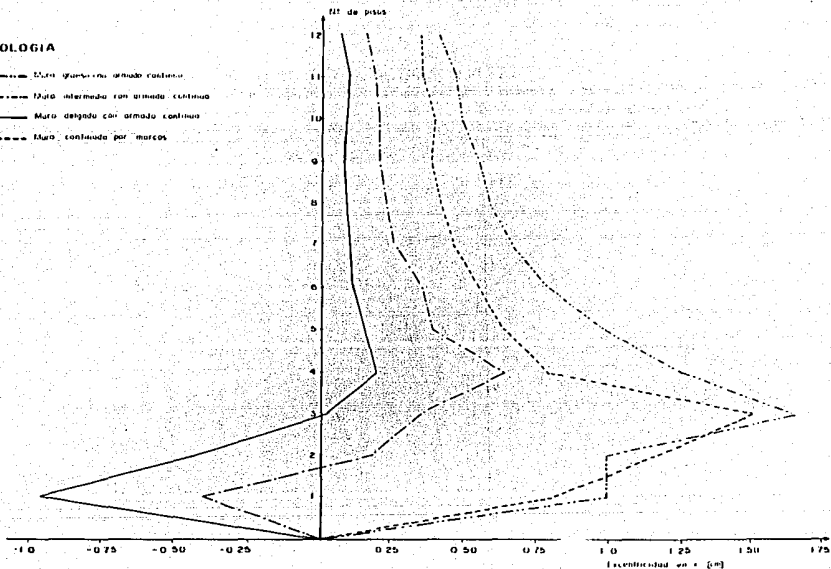


Fig. 9.4. Comparación de excentricidades torsionales inducidas por las variantes para la alternativa con muro de rigidez (Dirección y)

**SIMBOLOGIA**

- Muro grueso con armado castillo
- - - Muro intermedio con armado continuo
- Muro delgado con armado continuo
- - - Muro confinado por marcos



**Fig. 9.3 - Comparación de excentricidades torsionales inducidas por las variantes para la alternativa con muro de rigidez (DIRECCION X)**

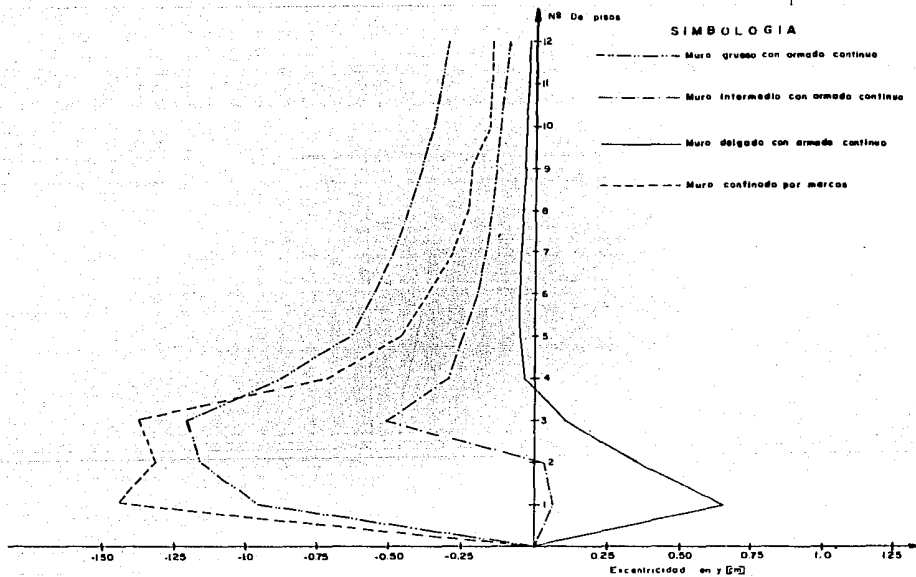


Fig. 9.4. Comparación de excentricidades torsionales inducidas por las variantes para la alternativa con muro de rigidez (Dirección y)

En el análisis del número de pisos contra desplazamientos laterales, ya sea en la dirección  $x$  o  $y$ , los resultados son también interesantes. La rigidez de entrepiso lograda con muros de armado continuo prácticamente detiene el movimiento horizontal y elimina la gran flexibilidad de la estructura original. No así el muro confinado por marcos que, no obstante reduce los desplazamientos horizontales originales a la mitad, está lejos de los valores obtenidos con cualquiera de las tres primeras variantes. (Ver figuras 9.5 y 9.6).

En el estudio de las excentricidades torsionales es evidente que la variante con muro intermedio provoca los valores menos desfavorables con una apreciable diferencia respecto a las demás variantes.

En las gráficas de desplazamientos horizontales número de pisos, se observa que la opción de muro grueso proporciona la mayor rigidez de entrepiso y sin embargo, ésta no marca una diferencia tan sensible, respecto a la de las demás variantes con armado continuo, como la que se tiene en las excentricidades torsionales, cuyos resultados son favorables al muro intermedio.

Siendo necesaria una alternativa que reduzca el movimiento horizontal dentro de los rangos permisibles, se eligió como mejor variante de muro de rigidez, la de muro grueso. Empero, es presumible que si se mantiene la sección de muros, esta vez en los ejes  $F$  y  $7$ , y se incrementa ligeramente la de los ejes  $A$  y  $1$ , se obtendrá no solo una estructura suficientemente rígida, sino con menores excentricidades torsionales.

## 9.2 CARACTERISTICAS DE LAS PRINCIPALES ALTERNATIVAS PROPUESTAS

En la tabla 9.1 se muestra, en forma clara, la proporción en que se logra incrementar la rigidez de entrepiso de la estructura original al reforzarla con distintas alternativas. De ella se pueden inferir algunas conclusiones:

- ° La reestructuración con trabe perimetral proporciona incrementos de rigidez de entrepiso menores al 60%, por lo que se sugiere emplearla sólo cuando los requerimientos en limitación de despla-

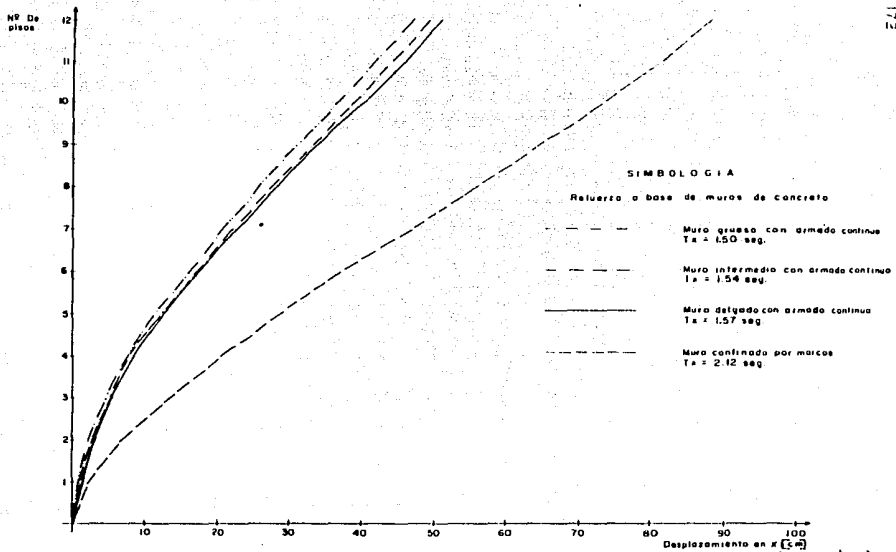


Fig. 95 Gráfica de desplazamientos para distintas opciones de rigidización con muros (Dirección x)

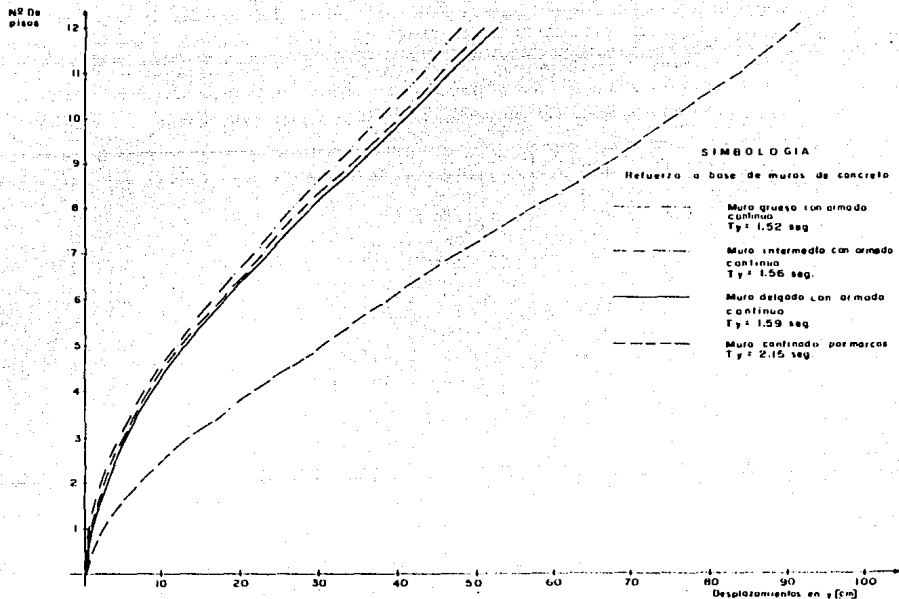


Fig. 9.6 Gráfica de desplazamientos para distintas opciones de rigidización con muros (Dirección y)

TABLA 9.1

FACTOR EN QUE SE INCREMENTA LA RIGIDEZ DEL EDIFICIO ORIGINAL  
CON RELACION A LAS DISTINTAS OPCIONES PROPUESTAS

OPCION NIVEL	DIRECCION X-X				DIRECCION Y-Y			
	ORIGINAL	A	B	C	ORIGINAL	A	B	C
11	1.0	1.45	1.91	2.05	1.0	1.29	1.98	2.12
10	1.0	1.39	2.40	2.71	1.0	1.26	2.45	2.74
9	1.0	1.33	2.56	3.04	1.0	1.22	2.62	3.07
8	1.0	1.27	2.53	3.23	1.0	1.19	2.62	3.33
7	1.0	1.21	2.59	3.52	1.0	1.16	2.68	3.60
6	1.0	1.22	2.70	3.86	1.0	1.17	2.82	4.01
5	1.0	1.23	2.72	4.40	1.0	1.17	2.81	4.49
4	1.0	1.25	2.81	5.15	1.0	1.20	2.88	5.09
3	1.0	1.30	2.81	5.76	1.0	1.24	2.90	5.88
2	1.0	1.43	2.58	6.52	1.0	1.30	2.65	6.71
1	1.0	1.52	2.28	7.37	1.0	1.35	2.30	7.21
P.B.	1.0	1.58	1.88	6.88	1.0	1.43	1.86	7.06

- OPCION ORIGINAL: Edificio reparado sin reestructuración  
 OPCION A : Reestructuración con trabe perimetral  
 OPCION B : Reestructuración con contravientos  
 OPCION C : Reestructuración con muros de rigidez con armado continuo.



mientos laterales sean bajos.

- El reforzamiento con contravientos metálicos incrementa en casi 3 veces la rigidez de entrepiso. Es de esperar que si se aumenta el número de crujías contraventeadas se puedan reducir aún más los movimientos horizontales. Esta opción puede ser explotada en la medida en que no importe sacrificar el aspecto estético y económico.
- La alternativa con muros de rigidez con armado continuo proporciona las mejores características de resistencia ante sollicitaciones sísmicas para estructuras flexibles.

En las figuras 9.7 y 9.8 se ilustran en forma comparativa los desplazamientos laterales, de los distintos niveles, de las principales alternativas de rigidización respecto a los valores permisibles del Nuevo Reglamento de Construcciones RCDF-1987. En ellas se aprecia que la opción que casi satisface los rangos permisibles es la del muro de rigidez grueso con armado continuo.

En las figuras 9.9 y 9.10 se muestra una comparación de las excentricidades generadas por las principales alternativas de reestructuración respecto a las de la estructura original. En la gráfica que corresponde al edificio inicial resaltan los pronunciados picos de los niveles 2 y 3 en donde se tienen irregularidades de elevación debido a la presencia de los marcos G y B, cuyo efecto se disminuye, en los primeros niveles, con los muros de rigidez y con los contravientos de acero. La trape perimetral, en la dirección x-x, mantiene casi la misma línea de excentricidades que se tiene con la estructura original. Sin embargo, en la dirección y-y, debido a un capricho arquitectónico, no sólo no disminuye la ya de por sí marcada excentricidad torsional de los niveles críticos 2 y 3, sino que se duplican sus valores.

En la descripción de los daños causados al edificio durante los sísmos de 1985, realizada en el capítulo 3, se indicó que en los niveles 2, 3 y 4 se detectaron daños en muros no estructurales, provocada, sin duda, por las excentricidades detectadas en las figuras

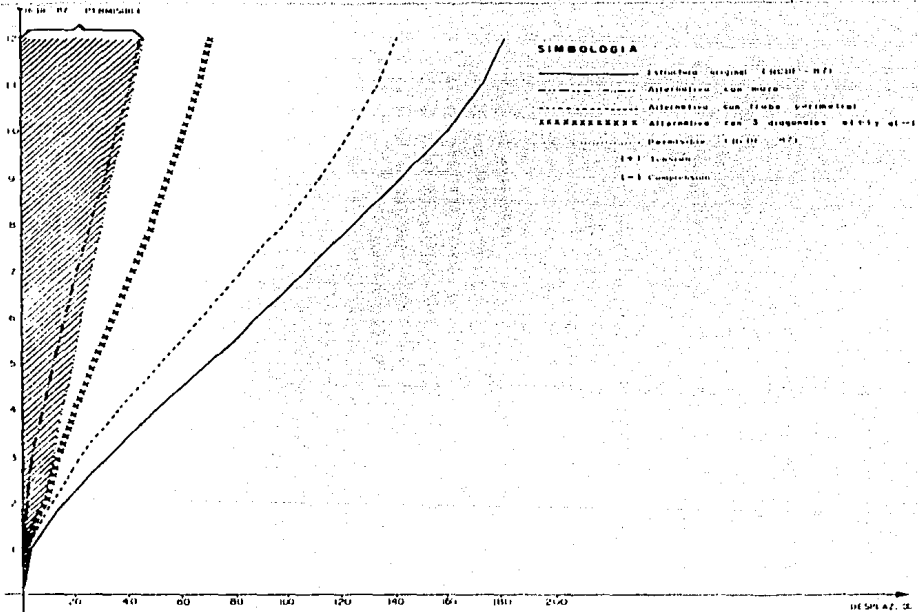


Fig. 9.7 Gráfica comparativa de desplazamientos de la estructura original y de las principales alternativas de refuerzo (DIRECCION OC)

Nº De  
pisos

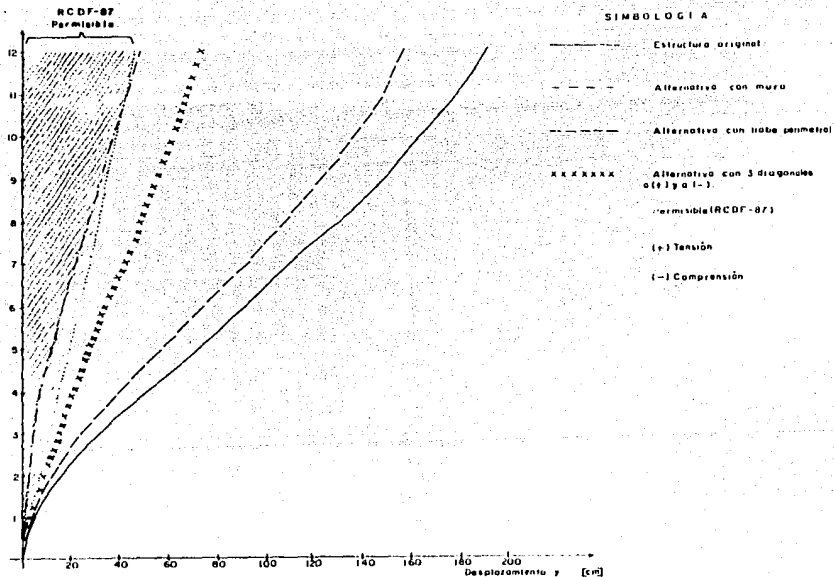


Fig. 9.8 Gráfica comparativa de desplazamientos de la estructura original y de las principales alternativas de refuerzo. (Dirección  $y$ )

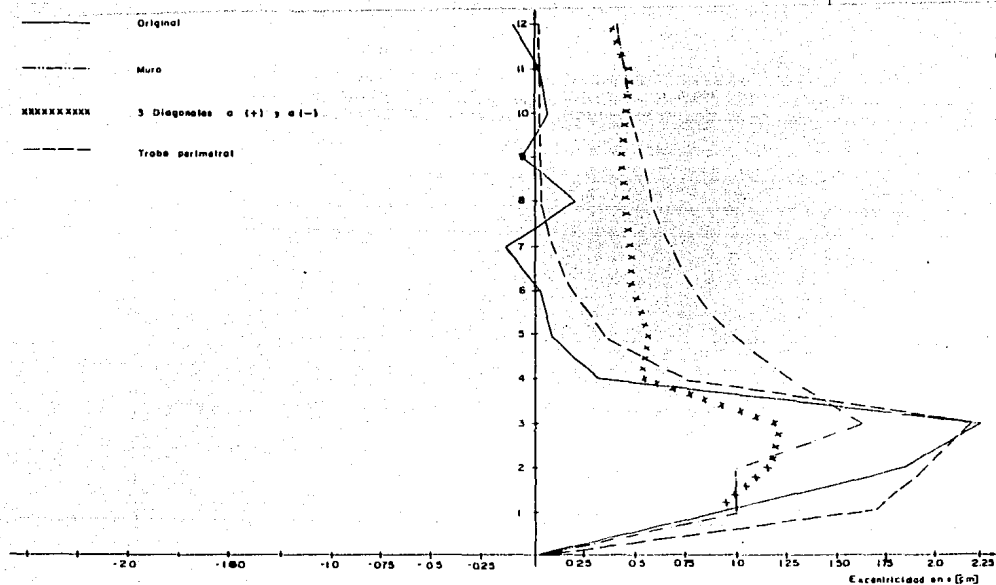


Fig. 9.9 - Comparación de excentricidades torsionales inducidas por la estructura original y por las principales alternativas de refuerzo (dirección x)

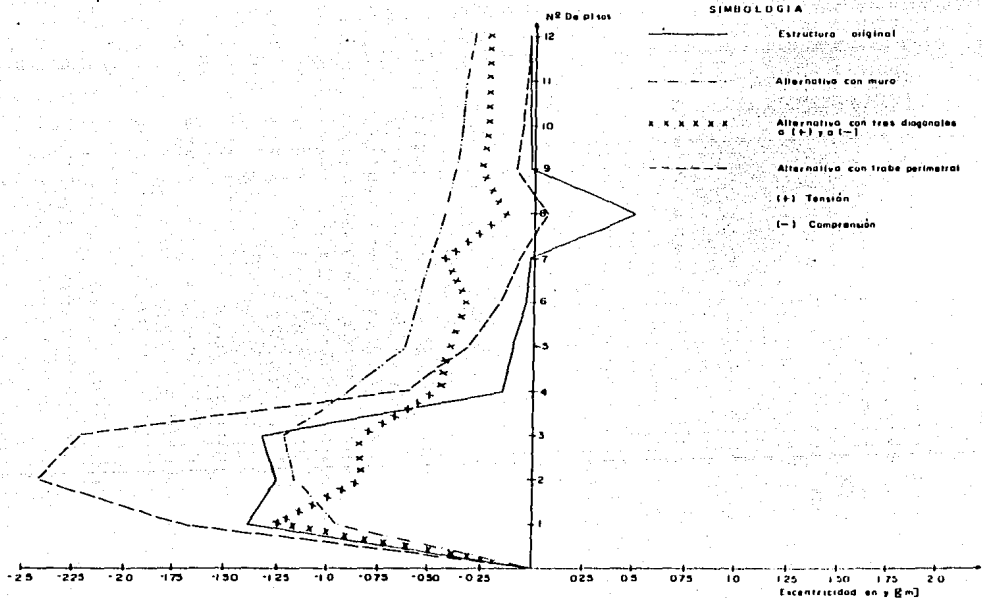


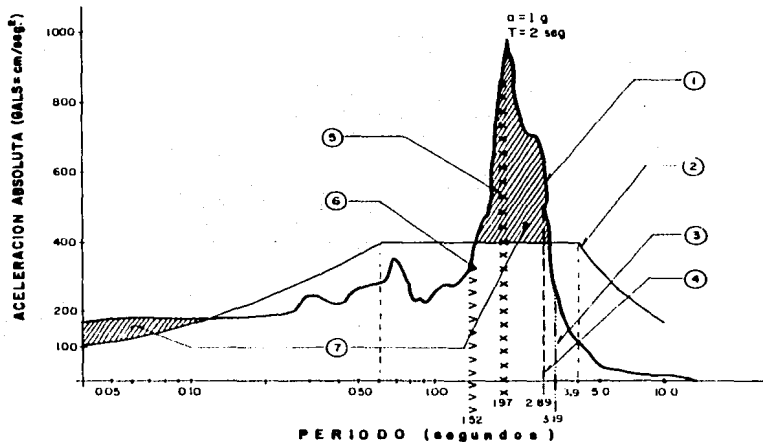
Fig. 910 Comparación de excentricidades forsonales inducidas por la estructura original y por las principales alternativas de refuerzo. (Dirección y)

9.9 y 9.10. Debe pues, considerarse arriesgado construir, como se propone en la figura 8.4.1, la trabe perimetral de los niveles 2 y 3 en el marco G. Sin embargo, si a pesar de esto se mantuviera inflexible la postura arquitectónica, una forma de conciliar ésta con la seguridad estructural, sería la de que las trabes indicadas para el marco G se desligaran de la estructura y en el marco F repetir la solución tomada para el marco 7 de continuar la travesía por debajo del sistema de piso. Claro que esto no elimina la excentricidad de esos niveles pero sí elimina el vicio estructural que origina la pésima ubicación de la trabe perimetral en los niveles 1 y 2.

En la figura 9.11 se muestra el espectro de diseño del RCDF y el espectro de respuesta del sismo del 19 de septiembre de 1985, componente E-W, registrado en S.C.T., así como los períodos fundamentales, tanto del edificio original como de sus principales alternativas de refuerzo. En ella se aprecian las regiones en las que el espectro de respuesta excede al de diseño. En la zona cercana a un período de dos segundos las solicitaciones sísmicas exceden a las esperadas, por lo que la solución con contravientos lleva a la estructura a problemas de resonancia que seguramente no está en condiciones de soportar. En cambio, la solución con trabe perimetral, no obstante estar dentro de la zona crítica, tiende a salirse rápidamente de ella ante la degradación de la capacidad sísmica resistente de los elementos estructurales, por lo que se le puede considerar como aceptable bajo esta consideración. La solución con muros de rigidez se encuentra fuera de la región crítica y aunque es de esperar que, ante una degradación de su rigidez incurra dentro del rango crítico, no se tendrán problemas de resonancia puesto que cuando esto pudiese ocurrir es probable que la estructura así reforzada ya haya fallado por otras causas.

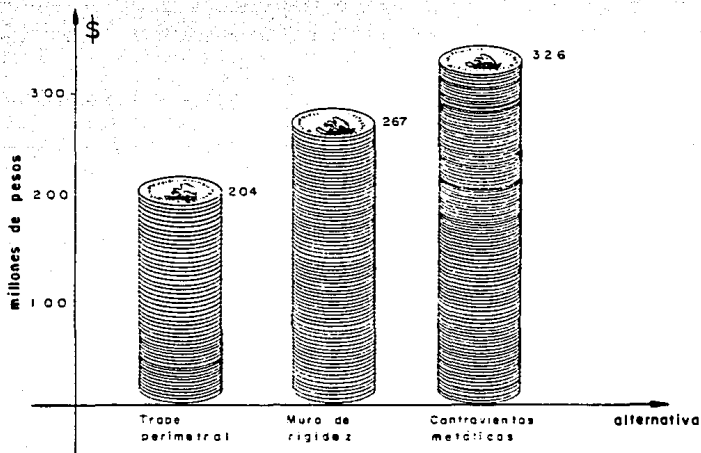
También, bajo esta consideración, el muro de rigidez representa la mejor opción. La trabe perimetral representa ahora la siguiente y los contravientos metálicos los más problemáticos.

- ① Espectro de respuesta (componente E-W de registro S C T para 5% de amortiguamiento)
- ② Espectro de diseño (RCDF-87 para construcciones del grupo B)
- ③ Período edificio original
- ④ Período de la alternativa con trabe perimetral.
- ⑤ Período de la alternativa con contravientos
- ⑥ Período de la alternativa con muros de rigidez
- ⑦ Excedencia de ① sobre ②



**Fig.9.11 Espectros de diseño y de respuesta para la zona compresible de la ciudad de México y períodos dominantes del edificio original y de sus alternativas de refuerzo.**

En un análisis de costos, general y sin considerar aspectos particulares del refuerzo, se obtienen resultados como los que se muestran en la siguiente figura:



De esta figura se desprende que la opción más económica resulta ser la de trabe perimetral y la más onerosa la resuelta a base de contravientos metálicos. No obstante, la alternativa con muros de rigidez se ubica en un punto intermedio bastante atractivo si ponderamos los beneficios de respuesta estructural que esta opción implica.

Con este último comentario, consideramos planteados los principales aspectos que caracterizan a las alternativas de reestructuración propuestas inicialmente y en las que se centró el objetivo del pre-



sente trabajo. Sólo resta analizar la situación de la cimentación para los nuevos requerimientos.

De un análisis simple se desprende que el incremento de cargas verticales para condiciones de sismo, considerando la opción de muros de concreto como la más desfavorable, no representa en peso más del 1% del peso total de la estructura lo que mantiene prácticamente in tacto el momento de volteo de la estructura original. Así, el único efecto por considerar es el de momento de volcamiento.

Considerando la acción de las fuerzas sísmicas con la altura, se tiene:

$F_s$ (ton)	Nivel	altura (m)	$M_v$ (ton.m)
1,037.29	azotea	38.75	40,194.99
849.97	10	35.50	30,173.94
769.94	9	32.25	24,830.57
690.84	8	29.00	20,034.36
622.84	7	25.75	16,038.13
459.23	6	22.50	10,332.68
466.19	5	19.25	8,974.16
393.13	4	16.0	6,290.08
313.28	3	12.75	3,994.32
278.91	2	9.50	2,649.65
170.49	1	6.25	1,065.56
84.16	P.B.	3.0	252.48
	S		164,830.92

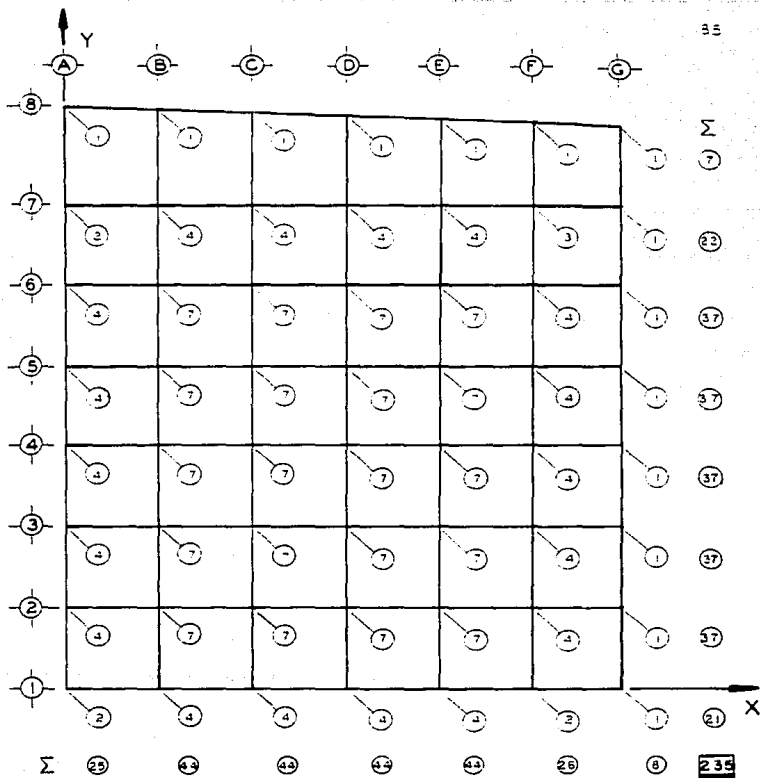
Así, el momento de volteo se tomará como

$$M_v = 164,831 \text{ ton.m}$$

En la figura 9.12 se ilustra la ubicación y cantidad de pilotes en la cimentación. En base a esta figura obtenemos el centroide de pilotes a partir de:

$$\begin{aligned} \bar{y} &= \frac{37 \times 8 + 37 \times 16 + 37 \times 24 + 37 \times 32 + 37 \times 40 + 22 \times 48 + 7 \times 57}{235} \\ &= \frac{5,895}{235} = 25.09 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{x} &= \frac{44 \times 8 + 44 \times 16 + 44 \times 24 + 44 \times 32 + 26 \times 40 + 8 \times 48}{235} \\ &= \frac{4,944}{235} = 21.04 \text{ m} \end{aligned}$$

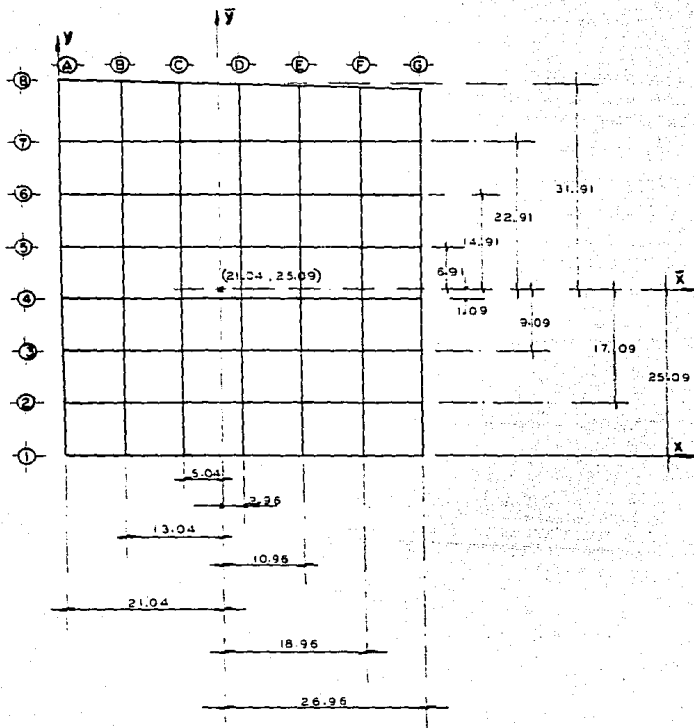


○ = Número de pilotes bajo cada columna, existentes.

Los pilotes son de punta, de  $\phi = 60$  cm y  $L = 29$  m

Fig. 9.12 UBICACION DE PILOTES EN LA CIMENTACION

Referenciando los ejes con respecto al centroide así calculado se tiene:



Analizando la influencia del número de pilotes respecto a su distancia al eje centroidal, para cada dirección, tenemos una relación de la siguiente forma

$$I_y = \sum n^2 \bar{x}_i^2$$

$$I_x = \sum n^2 \bar{y}_i^2$$

donde

$n^2$  = número de pilotes por eje

$\bar{x}_i$  o  $\bar{y}_i$  = distancia del eje en estudio respecto al eje centroidal de que se trate. Sus unidades son m.

$I$  = momento de inercia puntual, que puede ser respecto al eje  $x$  o  $y$ , según del que se trate. Sus unidades son  $m^2$ .

Sustituyendo valores:

$$I_{\bar{x}} = 7(31.91)^2 + 22(22.91)^2 + 37(14.91)^2 + 37(6.91)^2 + 37(1.09)^2 + 37(9.09)^2 + 37(17.09)^2 + 21(25.09)^2 = 55,794.30 \text{ m}^2$$

$$I_{\bar{x}} = 55,794 \text{ m}^2$$

$$I_{\bar{y}} = 25(21.04)^2 + 44(13.04)^2 + 44(5.04)^2 + 44(2.96)^2 + 44(10.96)^2 + 26(18.96)^2 + 8(26.96)^2 = 40,498.66 \text{ m}^2$$

$$I_{\bar{y}} = 40,499 \text{ m}^2$$

Considerando la descarga total en cimentación de acuerdo al reglamento RCDF-1966 se tiene:

$$W_{66} = 28,732 \text{ ton}$$

Por lo que

$$P_{n^2} = \frac{W_{66}}{\sum n^2} = \frac{28,732}{235} = 122.26 \text{ ton}$$

Considerando un factor de seguridad F.S. = 3 para el diseño de cimentación, de acuerdo a los criterios de 1966, obtenemos

$$P_d = 122.26 \times 3 = 366.78 \text{ ton}$$

revisando para las actuales condiciones de volteo (1987), resulta:

$$P = \frac{W_f}{n^2} = 0.8 \left( \frac{M_{ux}}{i_x} \cdot y_i \text{ máx} + \frac{0.3 M_{uy}}{i_y} \cdot x_i \text{ máx} \right)$$

sustituyendo

$$P = \frac{30,679}{235} = 0.8 \left[ \frac{164,831}{55,794} (31.91) + \frac{0.3(164,600)}{40,499} (26.96) \right] = 130.55 \pm 0.8 (94.27 + 32.92)$$

$$= 130.55 \pm 0.8 (127.19)$$

$$P \text{ máx} = 232.30 \text{ ton} < 366.78 \text{ ton}$$

$$P \text{ mín} = 28.80 \text{ ton} > 0$$

Con lo anterior podemos concluir que el nuevo factor de seguridad que se tiene en la cimentación para las nuevas disposiciones de carga para sismos del RCDF-1987 es

$$F.S. = \frac{P \text{ máx}}{P_d} = \frac{232.30}{146.78} = 1.58$$

que aunque menor al que se tenía originalmente en 1966, aún permite tener cierto margen de seguridad sin modificar la cimentación.

Para la condición de carga mínima se tiene que esta tiene un valor positivo lo que implica que los pilotes no tenderán a salirse ante eventualidades sísmicas.

## C A P I T U L O 10

### CONCLUSIONES

Cuando se tiene una estructura dañada por sismo y su importancia y utilidad es tal que requiere de una atención inmediata, ya sea para demoler y reconstruirla o ya sea tan sólo para reestructurarla, muchas veces se toman decisiones precipitadas que no siempre conducen a resultados favorables. El trabajo desarrollado, aunque solo pretende mostrar el análisis de alternativas para reestructurar un edificio en particular, sin pormenorizar en la etapa de diseño de partes y componentes estructurales, puede ser aplicado para ilustrar, en forma general, el tipo de comportamiento estructural ante sollicitaciones sísmicas, de otros edificios que se desee reparar con alguna de las alternativas aquí propuestas.

Es evidente que si se tienen desplazamientos laterales muy grandes y se desea abatir éstos al máximo, la mejor solución se tendrá utilizando muros de rigidez con armado continuo.

Si en cambio, lo que se tiene son pequeñas excedencias en desplazamientos laterales y el cuidar el aspecto estético de la fachada, es indispensable, la trabe perimetral ofrece, sin duda, soluciones interesantes. Esto sin pasar por alto la importante reducción de la altura libre en columnas y de la posible formación desfavorable de "trabe fuerte" y "columna débil".

Finalmente, la solución de reestructuración con elementos de acero también ofrece resultados atractivos de limitación a movimientos horizontales máxime si estos nuevos elementos logran integrarse al aspecto estético de la fachada.

Sin embargo, no es posible generalizar indiscriminadamente los resultados a todo tipo de problemas puesto que cada uno de ellos plantea condiciones diferentes que sólo la mente ágil y experimentada del ingeniero puede resolver.

Existen sin duda, además, factores que proporcionan resistencias residuales a las estructuras permitiéndoles soportar solicitaciones — sísmicas muchas veces mayores que para las que fueron diseñadas. No es posible explicar de otra manera que más del 90% de construcciones en la Ciudad de México resistieran las enormes cargas a las que fueron sometidas.

Las incertidumbres en la contribución de resistencia de los distintos elementos que contiene la construcción, los rangos aún no claros en que se mueve el factor de ductilidad de las partes estructurales y el valor preciso del módulo de elasticidad del concreto en condiciones dinámicas, son materia que aún queda por definir.

El papel que la computadora desempeñará en desentrañar éstas y otras interrogantes será fundamental. La utilización racional de esta herramienta contribuirá al desarrollo acelerado de la ingeniería — sísmica y a la construcción de la sociedad mexicana del futuro, sin perder de vista el carácter creativo del analista y del diseñador, piedras angulares en la construcción de la nueva civilización.

Por último, se debe anotar que toda edificación, por compleja que sea, que responda a patrones sencillos y simétricos, tendrá más perspectivas de desarrollar resistencias residuales y de incursionar en rangos inelásticos, más favorablemente, que aquellas que presentan configuraciones complejas y distribuciones inciertas.

La respuesta de los pilotes de punta, en la cimentación de edificaciones altas en terreno suave, ofrece además mejores resultados que los que se obtienen con pilotes de fricción, cuando se trata de incluir nuevos elementos rigidizantes en la superestructura. De ahí que aún cuando la reestructuración con muros de rigidez exige mayor resistencia de la cimentación que bajo ellos subyace, la distribución de esfuerzos del cajón de cimentación a lo largo de él y la transmisión de cargas adicionales de los pilotes de punta a estratos más resistentes, ofrecen mejores resultados que los que se obtendrían usando solo pilotes de fricción o cajón de cimentación. No obstan



te, los pilotes de punta presentan el inconveniente de provocar, a largo plazo, la emersión del edificio que además de generar fricción negativa en ellos, origina problemas de funcionalidad en el inmueble. Actualmente se investiga este problema y se han propuesto ya algunas soluciones como los pilotes de control que permiten el hundimiento del edificio pero manteniéndole apoyado en el estrato resistente profundo.

Finalmente, cabe recalcar que con los conocimientos técnico y los recursos tecnológicos con que se cuenta en la actualidad, prácticamente todas las estructuras dañadas por sismo son reparables, siempre y cuando se disponga de los fondos económicos necesarios. Es evidente que se requiere establecer un balance técnico-económico, para cada edificio dañado, que defina la conveniencia de repararlo o de demolerlo para volverlo a construir.

## A P E N D I C E A

### CRITERIOS PARA EL USO DEL INDICE "I"

1. Los calificativos de "malo" para los indices no son aceptables en una calificación con propósitos de diseño o de aceptación Municipal.
2. En la evaluación de estructuras existentes para fines de seguro, ampliaciones, modificaciones, si deben usarse los calificativos de "malo".
3. Para la evaluación de anteproyectos arquitectónicos-estructurales deberá usarse los indices "malo".
4. En el caso de duda para precisar una calificación deberá optarse por el indice más desfavorable.
5. El indice I de una edificación será el menor de los determinados para las dos direcciones principales de la misma.
6. Cuando se obtenga valores para  $I > 0.45$  podrá pasarse a la etapa de diseño, usándose directamente la norma de diseño sísmico.
7. Cuando se obtenga valores para  $I < 0.45$  y  $> 0.30$ , se podrá diseñar la estructura multiplicando el coeficiente de la norma por el factor C, cuyo valor será de 2.0 para  $I = 0.30$  y de 1.0 para  $I = 0.45$  debiendo obtenerse por interpolación los valores intermedios.
8. Los calificativos regular son indicativos de aspectos que requieren especial atención en la etapa de diseño.

#### VALORES DE LOS INDICES SEGUN SU CALIFICACION

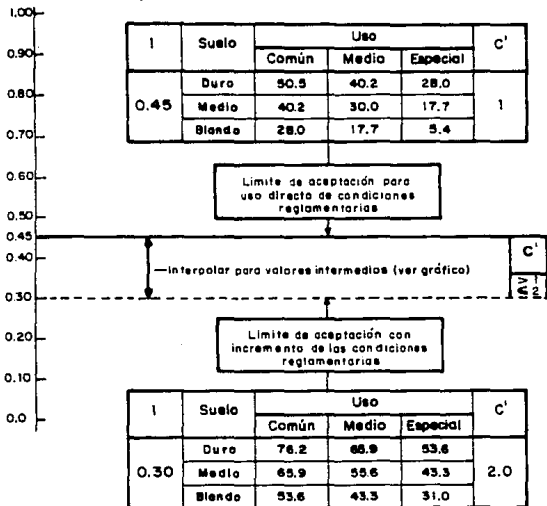
CALIFICACION	VALOR DEL INDICE
Bueno	1.00
Regular	0.90
Malo	0.80

#### VALOR DE LOS FACTORES DE ADECUACION SEGUN SU CONDICION

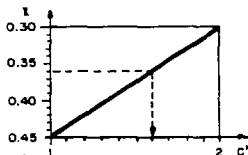
Factores de Adecuación	Condición		
	1	2	3
$F_1, F_2$	1.00	0.85	0.70
$F_3, F_4$	1.00	0.90	0.80

I

Cantidad en % de índices calificados como regulares para diferentes factores de suelo ( $F_s$ ) y uso ( $F_u$ ) y valores del índice de calidad sísmo resistente  $I = 0.45$  y  $0.30$ .



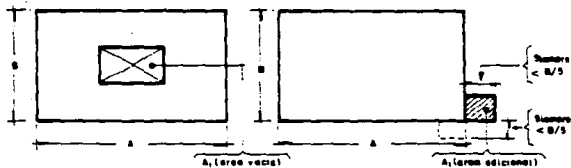
$C'$  Factor multiplicador del coeficiente  $C$  de las normas sísmicas



## Criterios para el índice de la planta

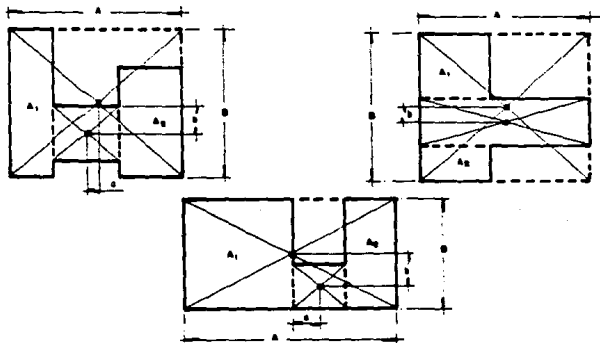
### P<sub>1</sub>: Simetría

- Plantas de un cuerpo principal



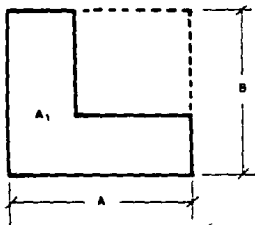
Calificativo	Condición
Bueno	$\frac{A_1}{A \times B} \leq 0.10$

- Plantas de varios cuerpos



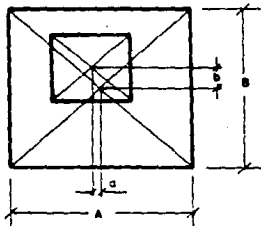
Condiciones Calificativa	$A_1/A_2$	$a/A; b/B$
Buena	$\geq 0.85$	$\leq 0.20$
Regular	$< 0.85$ $\geq 0.70$	$> 0.20$ $\leq 0.30$
Mala	$< 0.70$	$> 0.30$

$A_1, A_2$  Areas de las alas

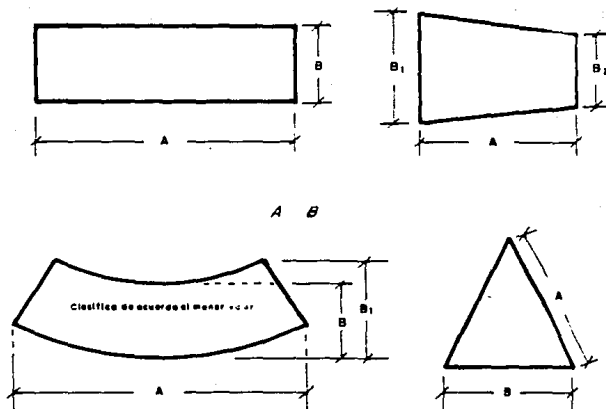


Condiciones Calificativa	$A_1 / A_2 B$
Buena	$\geq 0.85$
Regular	$< 0.85$ $\geq 0.60$
Mala	$< 0.60$

$A_1$ : Areas de la planta

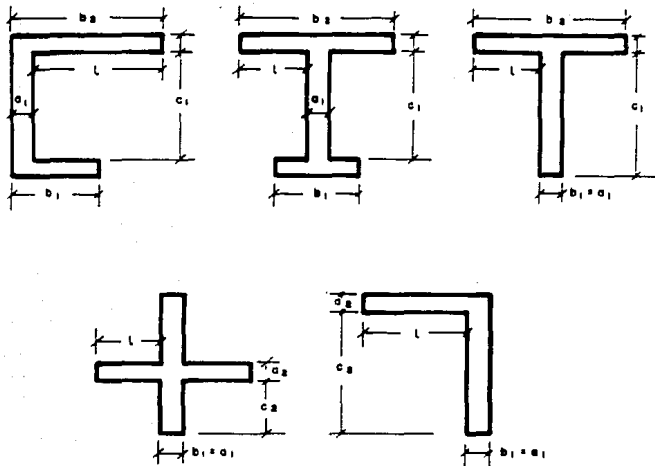


Condiciones Calificativa	$a/A; b/B$
Buena	$\leq 0.10$
Regular	$> 0.10$ $< 0.20$
Mala	$> 0.20$

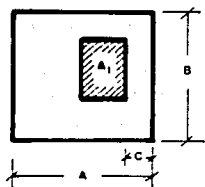
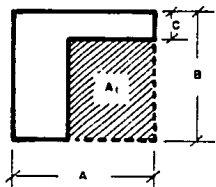
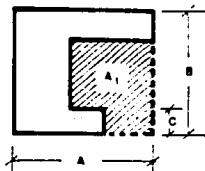
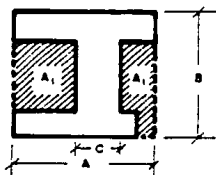
P<sub>2</sub>: Proporción

Clasifica de acuerdo al menor valor

Descripción Calificativa	Rectangular Curvada y Trapezoidal	Curvada	Triangular	Trapezoidal
Buena	$\frac{A}{B} \leq 3$	$\frac{B}{B_1} \leq 1.25$	$\frac{A}{B} \leq 1$	$\frac{B_1}{B_2} \geq 0.7$
Regular	$\frac{A}{B} > 3$ $\frac{A}{B} \leq 5$	$\frac{B}{B_1} > 1.25$ $\frac{B}{B_1} \leq 1.75$	$\frac{A}{B} > 1$ $\frac{A}{B} \leq 1.5$	$\frac{B_1}{B_2} < 0.7$ $\frac{B_1}{B_2} \geq 0.5$
Mala	$\frac{A}{B} > 5$	$\frac{B}{B_1} > 1.75$	$\frac{A}{B} > 1.5$	$\frac{B_1}{B_2} < 0.5$



<i>Calificativo</i>	<i>Condiciones</i>			
Buena	$\frac{2l}{a_2} \wedge 4$	$\frac{b_1}{b_2} \vee 0.8$	$\frac{c_1}{a_1} \wedge 4$	$\frac{2c_2}{a_1} \wedge 4$
Regular	$\frac{2l}{a_2} \wedge 6$	$\frac{b_1}{b_2} \vee 0.5$	$\frac{c_1}{a_1} \wedge 6$	$\frac{2c_2}{a_1} \wedge 6$
Mala	$\frac{2l}{a_2} \wedge 8$	$\frac{b_1}{b_2} \wedge 0.5$	$\frac{c_1}{a_1} \vee 6$	$\frac{2c_2}{a_1} \vee 6$

P<sub>3</sub>: Continuidad

$A_1$ : Area Vacía

Calificativa \ Condiciones	$A_1/A \times B$	C
Buena	$< 0.15$	$\leq \frac{B}{2}$
Regular	$> 0.15$	$\leq \frac{B}{2}$
	$\leq 0.30$	$\leq \frac{B}{3}$
Mala	$< 0.30$	$\leq \frac{B}{3}$

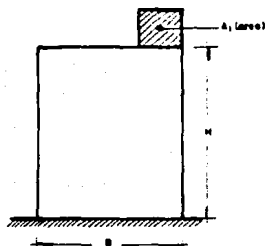
C = Menor dimensión de la planta o cuello



## Criterios para el índice de la Elevación

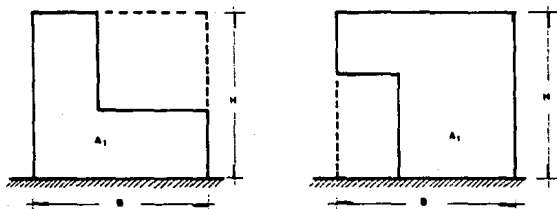
### $E_1$ : Simetría en la elevación

• Elevación con un solo cuerpo

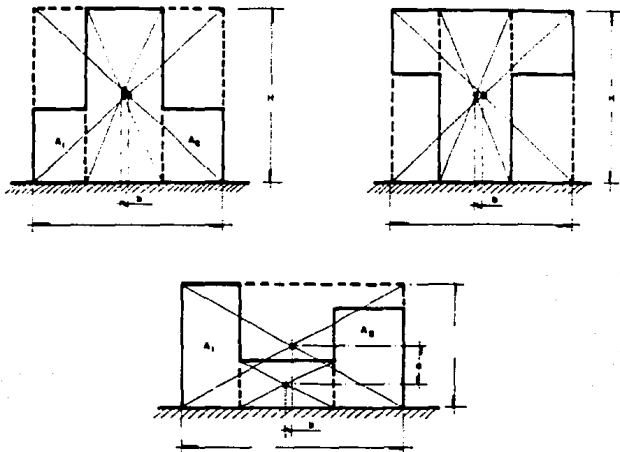


Calificativo	Condición
Bueno	$A_1/B \times H \leq 0.10$

• Elevación de varios cuerpos

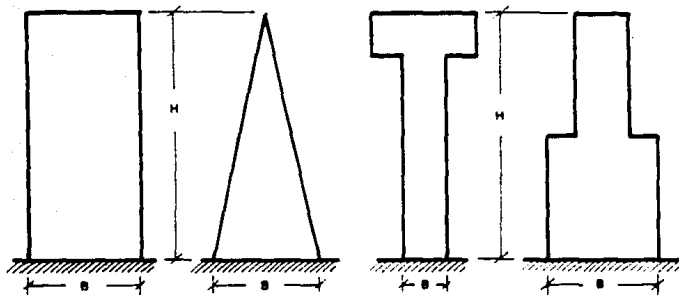


Calificativo	Condición	$A_1/B \times H$
Bueno		$\geq 0.65$
Regular		$\leq 0.85$ $\geq 0.65$
Malo		$< 0.65$

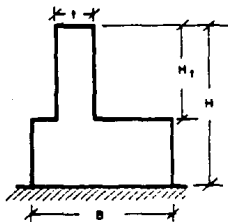


Condiciones Calificativo	$A_1/A_2$	$a/H; b/B$
Bueno	$\geq 0.85$	$\leq 0.20$
Regular	$< 0.85$ $\geq 0.70$	$> 0.20$ $\leq 0.30$
Malo	$< 0.70$	$> 0.30$

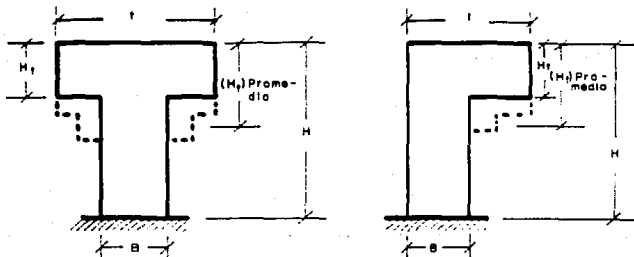
$A_1; A_2$  Area de las alas

E<sub>2</sub>: Proporción

Condición Calificativa	B/H
Buena	$\geq 1/4$
Regular	$< 1/4$ $\geq 1/8$
Mala	$< 1/8$

E<sub>3</sub>: Continuidad

Condiciones	$\frac{H_1}{B} \leq 0.5$	$\frac{H_1}{B} > 0.5$ $\frac{H_1}{B} \leq 0.8$	$\frac{H_1}{B} > 0.8$
$\frac{H_1}{H} \leq 0.8$	Mala	Regular	Buena
$\frac{H_1}{H} < 0.8$ $\frac{H_1}{H} \leq 0.5$	Mala	Regular	Buena
$\frac{H_1}{H} < 0.5$	Regular	Buena	Buena
Calificativo			



Forma T	$\frac{t}{B} > 1.0$ $\leq 1.5$	$\frac{t}{B} > 1.5$ $\leq 2.0$	$\frac{t}{B} > 2.0$	Condición
Forma T	/		$\frac{t}{B} > 1.0$ $\leq 1.5$	
$\frac{H_f}{H} \leq 0.1$	Bueno	Regular	Malo	
$\frac{H_f}{H} > 0.1$ $\leq 0.3$	Bueno	Regular	Malo	
$\frac{H_f}{H} > 0.3$	Regular	Malo	Malo	
Condición	Calificativo			

## Criterios para el índice de Componentes del Sistema Estructural

### S<sub>1</sub>: Densidad de Elementos Verticales

- Edificios de Concreto Armado

Calificación	Condición
Bueno	$\frac{A_v}{A} \geq 18$
Regular	$\frac{A_v}{A} < 18$ $\frac{A_v}{A} \geq 12$
Malo	$\frac{A_v}{A} < 12$

$\frac{A_v}{A}$  = Área total de elementos<sup>o</sup> verticales (cm<sup>2</sup>) / Área de la edificación (m<sup>2</sup>) / No. de pisos

$R_c$  = Área de Columnas (cm<sup>2</sup>) / Área total de elementos verticales (cm<sup>2</sup>) (por piso)

$R_m$  = Área de muros (cm<sup>2</sup>) / Área total de elementos verticales (cm<sup>2</sup>) (por piso)

- Edificios de Albañilería:  $R_c = 0$

Calificación	Condición
Bueno	$A_v \geq 100$
Regular	$A_v < 100$ $A_v \geq 50$
Malo	$A_v < 50$

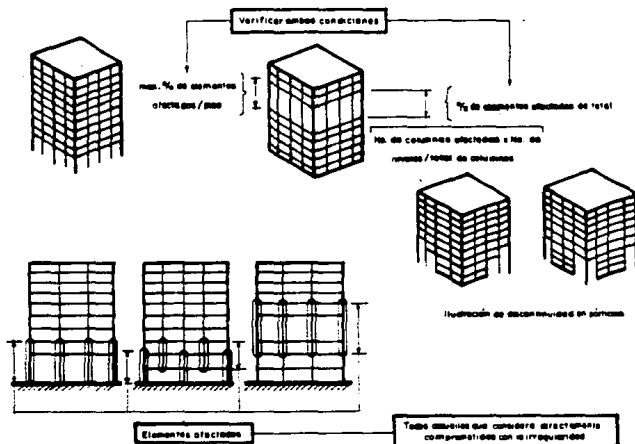
- Edificios mixtos de concreto armado y albañilería

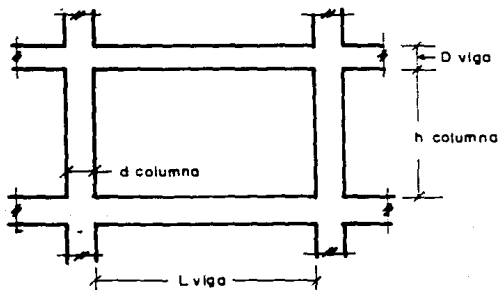
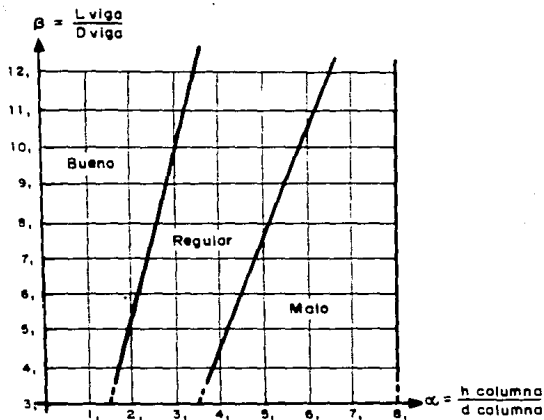
Considerar que las secciones de concreto (áreas de los elementos verticales) se multiplican x 5, y se usaran los requerimientos de albañilería.

- Para muros, considerar únicamente aquellos con su mayor dimensión orientada en la dirección analizada (x ó y)

## S<sub>2</sub> : Continuidad de pórticos

% Elementos verticales afectados del total del edificio	% de Elementos verticales afectados máximo/piso	Nivel de ubicación de la discontinuidad en la altura del edificio		
		1/3 inferior	1/3 central	1/3 superior
≤ 5	≤ 10	Regular	Regular	Buena
> 5 ≤ 15	> 10 ≤ 25	Mala	Regular	Regular
> 15	> 25	Mala	Mala	Mala



S<sub>3</sub>: Relación columnas-vigas

Es suficiente usar valores promedios o típicos para las dimensiones de columnas y vigas

### S<sub>4</sub>: Continuidad de muros

% del área en muros afectada en el plano de los muros	% del área afectada en la sección del muro	Nivel de ubicación de la discontinuidad en la altura del edificio		
		1/3 inferior	1/3 central	1/3 superior
10%	15%	Regular	Regular	Buena
> 10	> 15	Mala	Regular	Regular
≤ 20	≤ 25			
> 20	> 25	Mala	Mala	Mala

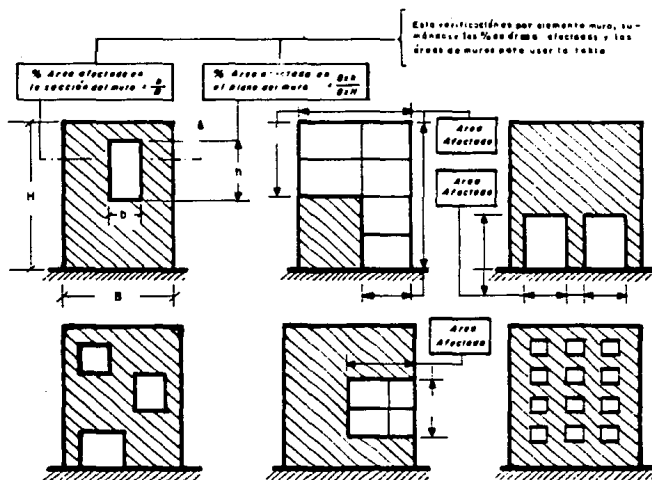


Ilustración de discontinuidad de muros

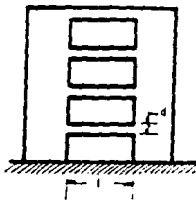


### S<sub>5</sub>: Conexiones de muros

o Para concreto armado

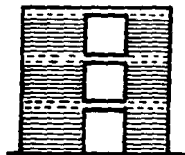
Calificativo	Proporción de la conexión *
Bueno	$\frac{d}{l} \leq 1/10$
Regular	$\frac{d}{l} > 1/10$ $\leq 1/5$
Malo	$\frac{d}{l} > 1/5$

\* Usar valores típicos o promedio

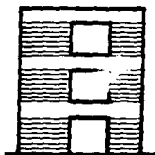


o Para albañilería

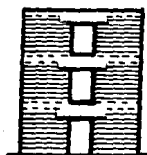
Calificativo	Tipo de Conexión
Bueno	Mediante las losas de los techos
Regular	Mediante vigas peraltadas corridas a todo lo largo de los muros
Malo	Mediante vigas peraltadas que no continúan a todo lo largo de los muros



Bueno



Regular

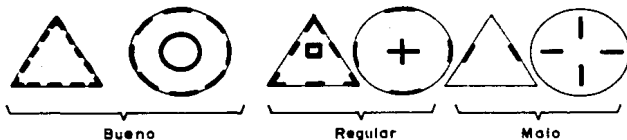
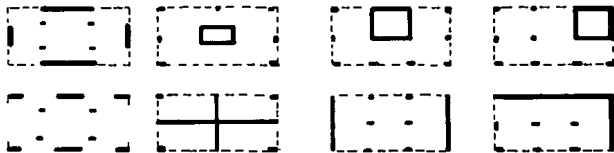


Malo

## Criterios para el Índice de la Configuración Estructural

### $C_1$ : Simetría y uniformidad estructural

<i>Calificativo</i>	<i>Condición</i>
<b>BUENO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Elementos simétricos o casi simétricos en relación a ambos ejes principales</li> <li>○ Gran parte de los elementos resistentes están ubicados en el perímetro de la edificación</li> <li>○ Tipo de estructuración similar en ambas direcciones</li> </ul>
<b>REGULAR</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Disposición casi simétrica de elementos resistentes por lo menos en un eje</li> <li>○ Parte de los elementos resistentes están ubicados en el perímetro de la edificación</li> <li>○ Estructura parecida en ambas direcciones</li> </ul>
<b>MALO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Elementos resistentes dispuestos asimétricamente</li> <li>○ Pocos elementos resistentes en el perímetro de la edificación</li> <li>○ Estructuración diferente en ambas direcciones</li> </ul>

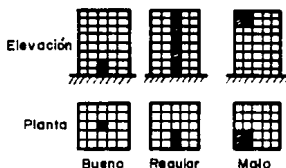


### C<sub>2</sub> : Distribución de rigidez

Calificativo	% Largo de muros mayor al promedio	Relación Largo de cada muro / Long. prom.
Bueno	> 50	de 0.7 a 1.4
Regular	< 50 > 30	de 0.4 a 1.7
Malo	< 30	de < 0.4 a > 1.7

### C<sub>3</sub> : Simetría de masas

Ubicación de masas	Condición de Simetría	
	Simétrico o casi simétrico	Asimétrico
1/3 inferior	Bueno	Regular
1/3 Central	Bueno	Malo
1/3 Superior	Regular	Malo



- Masas: Se refiere a cargas adicionales importantes.
- Simetría: Respeto a los ejes principales de la edificación.

### C<sub>4</sub> : Relación con elementos no estructurales

Calificativo	Condición
BUENO	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tabiquería independiente de la estructura principal.</li> <li>- Las instalaciones eléctricas o sanitarias no afectan la estructura principal, al no estar empotradas o requerir de aberturas o huecos de pase.</li> </ul>
REGULAR	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tabiquería adosada a la estructura principal de manera simétrica, sin originar efectos de concentración de esfuerzos (columnas cortas, etc.)</li> <li>- Instalaciones eléctricas y sanitarias empotradas en elementos estructurales pero sin afectar a las secciones resistentes o refuerzos.</li> </ul>
MALO	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tabiquería adosada a la estructura principal dispuesta asimétricamente</li> <li>- Instalaciones empotradas en elementos estructurales principales sin consideraciones particulares o refuerzos.</li> </ul>

## CRITERIOS PARA LOS FACTORES DE ADECUACION

F<sub>1</sub>: SUELO

Condición	Descripción
1	Duro: Roca, grava densa, grava arenosa densa
2	Medio: Arena densa, suelo cohesivo duro o firme sin presencia de agua.
3	Blando: Arena suelta, suelos cohesivos medianos o blandos con o sin agua.

F<sub>2</sub>: USO

Condición	Descripción
1	Común: Edificios comunes de vivienda u oficinas ...
2	Medio: Edificios públicos: Iglesias, Teatros, coliseos ...
3	Especial: Edificios especiales: Hospitales, colegios asilos, registros públicos ...

F<sub>3</sub>: ALTURA

Condición	Descripción
1	Bajo: Hasta 6 pisos
2	Medio: De 7 a cada 15 pisos
3	Alto: Más de 15 pisos

F<sub>4</sub>: RELACION SUELO -- ALTURA DE EDIFICACION

Suelo	No. de Pisos		
	Bajo	Medio	Alto
Duro	3	2	1
Medio	2	3	2
Blando	1	2	3

## A P E N D I C E B

### METODO DE LAS RIGIDECES O DE LOS DESPLAZAMIENTOS

En este análisis se consideran estructuras esqueléticas con comportamiento lineal, tanto en los materiales como en la geometría, de tal suerte que los desplazamientos son lo su ficientemente pequeños que no alteran la configuración original.

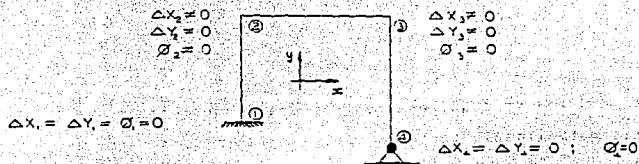
Se consideran como datos:

- ° La geometría de la estructura.
- ° Las propiedades de los materiales.
- ° Las solicitaciones a las que está sometida.

Los resultados del análisis definen los desplazamientos en los nudos, los elementos mecánicos y las deformaciones.

Se consideran como nudos a los apoyos de la estructura, los extremos libres en voladizo o los puntos donde concurren dos o más miembros.

Los desplazamientos de los nudos son el número de grados de libertad o el grado de indeterminación cinemática de la estructura; así en el marco de la figura siguiente se tienen 7 grados de libertad si se consideran acortamientos o alargamientos de los miembros, o solo 4 si no se consideran acortamientos o alargamientos.



Al no considerarse los acortamientos o alargamientos de los miembros;

$$\Delta X_1 = \Delta X_3 = \Delta Y_1 = \Delta Y_3 = 0 \quad Q_1 = 0 \quad Q_3 = 0 \quad Q_2 = 0 \quad \Delta X_2 = \Delta Y_2 = 0$$

El método requiere de las acciones de empotramiento, por lo cual en la tabla 5.1 se consideran algunos casos.

El primer paso del método es restringir todos los desplazamientos de junta conocidos. Esto nos conduce a vigas doblemente empotradas por lo cual hay que conocer las reacciones en vigas doblemente empotradas.

En este método se utilizan acciones producidas por desplazamientos

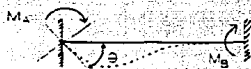
TABLA 5.1 ACCIONES TÍPICAS DE EMPOTRAMIENTO

<p><math>\frac{wL^2}{12}</math> ( ) <math>\frac{wL^2}{12}</math></p>	<p><math>\frac{wL^2}{6}</math> ( )</p>	<p><math>M_0 = \frac{P}{8} (4L - 3a^2 - 3b^2)</math>, <math>M_1 = \frac{P}{8} (2L - 3a^2)</math></p>	<p><math>M_0 = \frac{P}{2} (2L^2 + 3a^2 - 6aL)</math></p>
<p><math>\frac{PL}{8}</math> ( ) <math>\frac{PL}{8}</math></p>	<p><math>\frac{3PL}{16}</math> ( )</p>	<p><math>W = \text{carga total}</math></p> <p><math>\frac{WL}{10}</math> ( ) <math>\frac{WL}{10}</math></p>	<p><math>W = \text{carga total}</math></p> <p><math>\frac{2WL}{15}</math> ( )</p>
<p><math>\frac{Pab^2}{2L^2}</math> ( ) <math>\frac{Pa^2b}{2L^2}</math></p>	<p><math>M = \frac{Pab(3a+b)}{2L^2}</math></p>	<p><math>\frac{wL^2}{6}</math> ( ) <math>\frac{wL^2}{6}</math></p>	<p><math>W = \text{carga total}</math></p> <p><math>M = 0.0846 WL</math></p>
<p><math>M_0 = \frac{Pa(L-a)}{L}</math></p>	<p><math>\frac{PL}{8}</math> ( )</p>	<p><math>W = \text{carga total}</math></p> <p><math>M = \frac{W}{8L^2} \{ a^3 - (b+c)^3 + 2L^2c(2b+c) \}</math></p>	
<p><math>\frac{0WL}{48}</math> ( ) <math>\frac{0WL}{48}</math></p> <p><math>W = \text{carga total}</math></p>	<p><math>\frac{0WL}{32}</math> ( )</p> <p><math>W = \text{carga total}</math></p>	<p><math>M_1 = \frac{W}{12} \{ \frac{(3ac)^2 - a^2}{3} L - \frac{(b+c)^2 - a^2}{4} \}</math></p> <p><math>M_0 = \frac{W}{12} \{ L^2 [ \frac{1b + a^2 - a^2}{2} - 2L [ \frac{1a + c^2 - a^2}{3} ] + \frac{(b+c)^2 - a^2}{4} \}</math></p>	

unitarios, estas son traslaciones o rotaciones unitarias, y las acciones serán fuerzas o momentos.

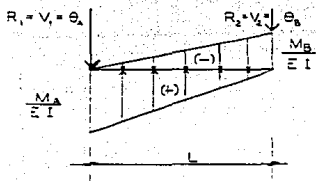
Las acciones causadas por desplazamientos unitarios se conocen como rigideces.

De esta manera, la rigidez de un elemento doblemente empotrado con giro en uno de sus extremos vale:



$M_A =$  rigidez angular

por el método de la viga conjugada:



$$\Sigma M_A = 0$$

$$\left(\frac{M_A}{2EI}\right)L \cdot \frac{L}{3} - \left(\frac{M_B}{2EI}\right)\left(\frac{2}{3}L\right) - R_2L = 0$$

$$\text{Pero } R_2 = \theta_B = 0$$

Por lo que resulta

$$M_A = 2 M_B$$

Al provocar un giro unitario en el extremo A con  $M_A$  se genera  $M_B = M_A/2$ , es decir existe un factor de transporte de 1/2.

El cortante en A es el valor del giro en ese punto:  $R_2 = \theta$

$$\Sigma M_B = 0 \quad L \frac{M_B}{2EI} \cdot \frac{L}{3} - L \frac{M_A}{2EI} \cdot \frac{2}{3}L - LR_1 = 0$$

$$L \frac{MA/2}{2EI} \cdot \frac{L}{3} - L \frac{MA}{2EI} \cdot \frac{2}{3} \cdot L - LR_1 = 0$$

despejando  $M_A$  y simplificando, resulta:



$$M_A = \frac{4EI}{L} R_1$$

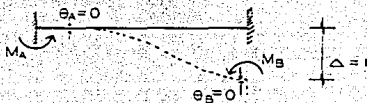
pero siendo el giro unitario  $R_1 = \Theta = 1$ , se tiene:

$$M_A = \frac{4EI}{L} \quad M_B = \frac{2EI}{L}$$

por lo que para el factor de cortante, resulta:

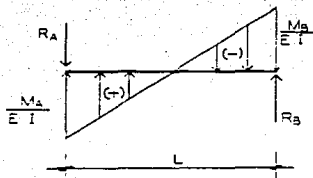
$$V = \frac{\Sigma M}{L} = \frac{6EI}{L^2}$$

Ahora, para una barra doblemente empotrada sometida a un desplazamiento unitario la rigidez resulta:



$$M_A = M_B = \text{rigideces lineales.}$$

por viga conjugada



$$\Sigma M_A = 0$$

$$\frac{M_A}{2EI} \cdot \frac{1}{2} \left( \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{2} \right) - \frac{M_B}{2EI} \left( \frac{1}{2} \right) \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} + \frac{L}{2} \right)$$

$$-R_B L = 0$$

Simplificando siendo  $M_A = M_B$

se tiene

$$M_A = \frac{6EI}{L} R_B$$

donde  $R_B = \theta_B = -\Delta \rightarrow$

pero siendo el giro  $\theta_B = 0$  y el desplazamiento  $\Delta$  unitario, resulta:

$$R_B = \frac{1}{L}$$

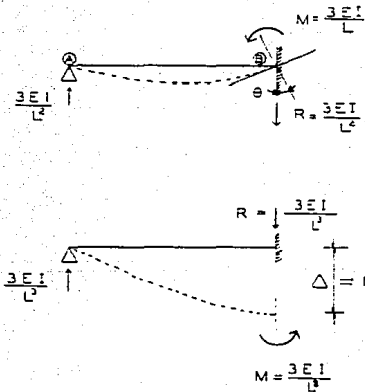
por tanto

$$M_A = M_B = \frac{6EI}{L^2}$$

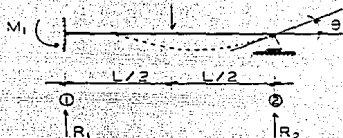
por lo que para el cortante se tiene:

$$V = \frac{12EI}{L^3}$$

Procediendo de igual manera para otros casos, resulta:



Con base a los conceptos anteriores, consideremos la estructura siguiente:



Su grado de libertad es 1, ya que el extremo 2 gira un ángulo  $\theta$ ; la traslación horizontal no se considera, ya que se desprecian los alargamientos o acortamientos axiales.

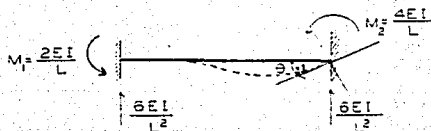
- 1) Se obtiene una estructura cinemáticamente determinada, o sea que se eliminan los desplazamientos.



A esta etapa se le conoce como solución particular.

- 2) El extremo 2, en el cual se ha restringido la rotación, si gira, como ocurre realmente, por lo tanto habrá que suponer una condición de carga que considere el giro real del nudo 2.

Por comodidad se da un valor unitario al desplazamiento desconocido.



(H es la rigidez angular)

a esta etapa se le conoce como solución complementaria.

3) Ahora planteamos la ecuación de equilibrio (superposición de etapas).

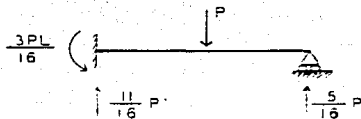
$$\frac{PL}{8} - \frac{4EI}{L} \theta = 0 \quad \Rightarrow \quad \theta = \frac{PL^2}{32EI}$$

$$R_1 = \frac{P}{2} + \frac{6EI}{L^2} \theta$$

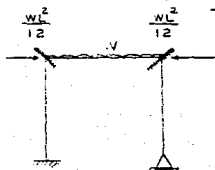
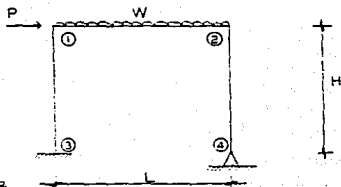
$$R_1 = \frac{P}{2} + \frac{6EI}{L^2} \frac{PL^2}{32EI} = \frac{P}{2} + \frac{6P}{32} = \frac{11}{16} P$$

$$M_1 = -\frac{PL}{8} - \frac{2EI}{L} \frac{PL^2}{32EI} = -\frac{PL}{8} - \frac{PL}{16} = -\frac{3}{16} PL$$

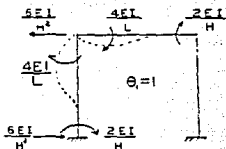
finalmente



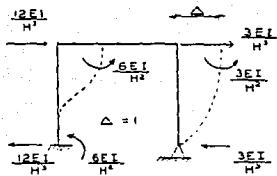
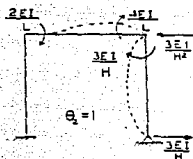
Consideremos ahora el siguiente marco:



Solución particular



Solución complementaria



$$K_{11} = \frac{4EI}{H} - \frac{4EI}{L}$$

$$K_{22} = \frac{4EI}{L} + \frac{3EI}{H}$$

$$K_{\Delta\Delta} = \frac{12EI}{H^3} + \frac{3EI}{H^3}$$

$$K_{12} = \frac{2EI}{L}$$

$$K_{1\Delta} = -\frac{6EI}{H^2}$$

$$K_{21} = \frac{2EI}{L}$$

$$K_{2\Delta} = -\frac{3EI}{H^2}$$

$$K_{\Delta 1} = -\frac{6EI}{H^2}$$

$$K_{\Delta 2} = -\frac{3EI}{H^2}$$

así, las ecuaciones de equilibrio son:

$$M_1 + K_{11}\theta_1 + K_{12}\theta_2 + K_{1\Delta}\Delta = 0$$

$$M_2 + K_{21}\theta_1 + K_{22}\theta_2 + K_{2\Delta}\Delta = 0$$

$$P + K_{\Delta 1}\theta_1 + K_{\Delta 2}\theta_2 + K_{\Delta\Delta}\Delta = 0$$

que en forma matricial resultan:

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{1\Delta} \\ K_{21} & K_{22} & K_{2\Delta} \\ K_{\Delta 1} & K_{\Delta 2} & K_{\Delta\Delta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \Delta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M_1 \\ -M_2 \\ -P \end{bmatrix}$$

que en forma simbólica se escribe

$$\{K\} \{d\} = \{F\}$$

donde

$\{K\}$  = matriz de rigidez, cuadrada, simétrica y con diagonal positiva ( $K_{ij} = K_{ji}$ )

$\{d\}$  = vector de desplazamientos

$\{F\}$  = vector de fuerzas

por tanto, la matriz de rigidez es aquella que multiplicada por el vector de desplazamientos proporciona el vector de fuerzas.

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

**"EL ORIGEN DE LOS SISMOS"**

Dr. Gerardo Suárez R.  
 Instituto de Geofísica  
 U.N.A.M.

**NUMERO ESPECIAL DE LA REVISTA DEL INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO**

Núm. 176, Vol. 23, Dic. 1985-Enero 1986.

**"LAS CARACTERISTICAS DEL TENBLOR"**

Juan Fonda  
 Revista de Información Científica y Tecnológica  
 Noviembre 1985.

Apuntes del Curso de "INGENIERIA SISMICA" Impartido en la ENEP-ARAGON por el Ing. Amílcar Galindo Solórzano. en el semestre 1986-I

**"INDICE DE CALIDAD ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE"**

Ing. Héctor Gallegos/Ing. Raúl Ríos  
 Revista Geofísica, 1987.

**Apuntes del curso de "ANALISIS DE ESTRUCTURAS ESQUELETALES PLANAS MEDIANTE EL USO DE COMPUTADORAS"**

Impartido en la Universidad Autónoma de Querétaro por el Ing. Miguel A. Barousse Moreno.

**Apuntes del curso "TEORIA GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS"**

Impartido en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería por el Ing. Julio Dany Ríos en 1987.

**Apuntes de "ANALISIS ESTRUCTURAL I"**

Facultad de Ingeniería  
 U.N.A.M.

**REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL**

Diario Oficial de la Federación  
 Miércoles 9 de febrero de 1966.

"EVOLUCION DE DISEÑO SISMICO DE LA CIUDAD DE MEXICO"

Ing. Oscar de Buen López de Heredia  
 Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica  
 Ixtapa Zihuatanejo  
 Noviembre 1986.

"ESTUDIO COMPARATIVO DE DIMENSIONAMIENTO PARA UN EDIFICIO  
 TÍPICO CONSIDERANDO LOS CRITERIOS DEL RCDF-76 Y RCDF-87.

Ing. Luis Apango López  
 Ing. Charbel Gómez Ruiz  
 Memorias del VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica  
 Querétaro, Oro.  
 Noviembre 1987.

"FUNDAMENTOS DE INGENIERIA SISMICA"

Ing. Aurel A. Seles  
 Dr. Michail D. Ifrim  
 Dr. A. García Yague  
 Ediciones Omega  
 Barcelona, España.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal  
 Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal  
 12. de marzo de 1977.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción  
 de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones  
 para el Distrito Federal.  
 Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal  
 Abril 15 de 1977.

Manual de Diseño por Sismo según el Reglamento de Construcciones  
 para el Distrito Federal  
 Series del Instituto de Ingeniería  
 No. 405, Julio 1977.

Normas de Emergencia para el Distrito Federal  
 Diario Oficial de la Federación  
 Octubre 18 de 1977.

"COMENTARIOS A LAS NORMAS DE EMERGENCIA DEL REGLAMENTO DE  
 CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL".  
 Subcomité de Normas y Procedimientos de Reconstrucción  
 del Área Metropolitana de la Ciudad de México  
 Revista IMCYC, Vol. 24, Núm. 178  
 Marzo de 1986



Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal  
Diario Oficial de la Federación  
Julio 3 de 1977.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo  
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal  
Noviembre 5 de 1987.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción  
de Estructuras de Concreto  
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal  
Noviembre 25 de 1987.

Apuntes del Curso "BASES EN QUE SE APOYAN LAS NORMAS  
TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO EN EL  
DISTRITO FEDERAL"  
Mayo de 1988.

Apuntes del curso "DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS"  
del XIV Curso Internacional de Ingeniería Sísmica  
Agosto de 1988.

Manual de Diseño Sísmico de Edificios  
Enrique Bazan/Roberto Meli  
Editorial Limusa.

"EVALUATION METHODS OF EARTHQUAKE RESISTANT PROPERTIES  
OF EXISTING REINFORCED CONCRETE BUILDINGS"  
M. Hiroswa  
IISEE, TOKIO, Japón.

"AVAILABLE DUCTILITY FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES"  
Vitelmo V. Bertero  
Seismic Design of Buildings  
International Course XIV of Seismic  
Engineering, México, 1988.