



# Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica

2Ej  
92

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE DOS EDIFICIOS  
DURANTE EL SISMO DE MARZO 14, 1979.

## TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el Título de  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
P r e s e n t a

**WERNER J. E. HENTSCHEL ARIZA**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## INDICE

Página

1.	INTRODUCCION	1
2.	EL SISMO DE MARZO 14 DE 1979	3
2.1	Aspectos sísmológicos	4
2.2	Espectros de respuesta	5
3.	RESPUESTA DINAMICA DE ESTRUCTURAS	7
3.1	Estructuras elásticas de un grado de libertad	7
3.2	Estructuras elásticas de varios grados de libertad	10
3.3	Influencia del comportamiento inelástico	15
4.	ASPECTOS REGLAMENTARIOS	16
4.1	Los reglamentos de construcciones del Distrito Federal de 1966 y 1976	17
4.2	Comparación	26
5.	APLICACION A DOS ESTRUCTURAS	32
5.1	Procedimiento analítico	32
5.2	Edificio "A"	34
5.3	Edificio "B"	40
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	45

Referencias

Tablas

Figuras

Anexos

## 1. INTRODUCCION.

Es común encontrar dentro de las diversas ramas de la Ingeniería, o de las ciencias en general, idealizaciones o modelos que satisfactoriamente representan en un laboratorio, condiciones que semejan fenómenos reales. En estos casos se cuenta además con una ventaja adicional, que consiste en que, manejando ciertos parámetros, las dimensiones del modelo pueden reducirse o ampliarse a voluntad, facilitándose el proceso de investigación.

No ocurre así en todos los casos. Con poca frecuencia se encuentra un modelo de laboratorio que reproduzca un edificio de más de diez pisos, sujeto a una excitación dinámica en su base, del que además se puede rescatar con razonable precisión los efectos así inducidos (aceleraciones, desplazamientos, esfuerzos, etc.).

Es debido a esto que la Ingeniería Estructural en general, y la Ingeniería Sísmica en particular, han debido basar buena parte de su desarrollo en fenómenos reales, a menudo incluso catastróficos, como son los sismos, y los efectos provocados por ellos en las diversas estructuras edificadas por el hombre.

Como consecuencia de este desarrollo, en la mayoría de los centros urbanos importantes del mundo se han implantado requisitos mínimos de seguridad que deben cumplir las estructuras. En el caso de la Cd. de México, ya en 1942 se contaba con un primer reglamento. Posteriormente, en 1966, se introdujo el "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", con bastante más fundamentación teórica que la versión original, basada sobre todo en una aportación importante de experiencias del comportamiento de estructuras en esta Ciudad, durante el sismo de julio 28 de 1957. En 1976 fueron incluidas varias modificaciones importantes.

Con los registros del sismo acaecido el 14 de marzo de 1979 (con epicentro al sur de la República Mexicana), la información de los daños que éste produjo en dos edificios de la Cd. de México, y los Reglamentos de Construcciones del D. F., versiones 1966 y 1976, en este trabajo se pretende emitir un juicio sobre lo apropiado de las modificaciones introducidas al Reglamento en 1976; también se llega a algunas conclusiones sobre criterios de análisis y diseño en general. Las estructuras estudiadas se prestan para ello, pues ambas fueron analizadas

y diseñadas antes de la publicación de la versión de 1976 del Reglamento.

En el capítulo 2 se describen los conceptos básicos relacionados con los aspectos sismológicos propiamente del sismo mencionado. También se presentan los espectros de respuesta utilizados en los análisis, generados con base en los acelerogramas registrados para este sismo.

El capítulo 3 resume las ideas principales de la dinámica estructural, primero para sistemas simples (de un grado de libertad), ampliándolas luego para sistemas de varios grados de libertad.

En el capítulo 4 se presenta un resumen de las dos versiones mencionadas del reglamento, en lo que a análisis sísmico se refiere.

En el capítulo 5 se muestran tanto los datos para el análisis de las estructuras, como los resultados obtenidos.

Finalmente se presentan, en el capítulo 6, algunas de las conclusiones de este trabajo.

## 2. EL SISMO DE MARZO 14 DE 1979.

Muchos fueron los autores quienes, desde antes del presente siglo, habían sugerido que las grandes masas continentales pudieran haber formado parte de una sola. No fue sino hasta 1910 que dos científicos (F. B. Taylor, en EUA y A. Wegener, en Alemania) propusieron bases teóricas más sólidas que explicaran este hecho, dando origen a la llamada "teoría de la tectónica de placas" y a la "teoría de la deriva continental" (ref 2.1).

Confirma estas teorías el hecho de que la mayor parte de la energía del interior de la Tierra que se disipa en su superficie, se manifiesta en unos cuantos cinturones orogénicos que rodean a las placas (fig 2.1). La teoría supone a estas placas delimitadas por diversos tipos de márgenes: las cordilleras oceánicas, en donde se genera la nueva litosfera; las fosas submarinas, en donde una placa se sumerge bajo otra para regresar al manto, fenómeno conocido como subducción, y aquellas zonas en las que las placas deslizan una paralela a otra, conservando el área de su superficie (fig 2.2).

El continuo desplazamiento relativo entre las placas hace que durante el proceso se deformen las fronteras en contacto. Los esfuerzos así inducidos generan una acumulación de energía de deformación en los márgenes, zonas conocidas con el nombre de fallas.

La tectónica de placas atribuye la ocurrencia de los sismos a las rupturas que sobrevienen en las fallas, cuando las deformaciones llegan a ser tales, que los esfuerzos inducidos superan a los que transitoriamente mantienen en equilibrio al sistema, al alcanzarse su resistencia.

Esta ruptura, cuya localización se conoce como "foco" del sismo, se extiende hasta aquellos sitios en donde la roca no se encuentra lo suficientemente esforzada como para permitir su continuación. Durante esta etapa del proceso, las fronteras que forman la falla tenderán a recuperar su posición original, liberándose la energía acumulada. La cantidad de energía liberada define la magnitud del sismo, que suele medirse en la escala definida por Richter (ref 2.2).

Parte de la energía se consume en trituración de roca y aumento de temperatura; la restante finalmente es transmitida por medio de ondas sísmicas a lo largo de los mantos adyacentes, amortiguándose a medida que se aleja del foco.

Con el objeto de estudiar la respuesta de estructuras sujetas a la incidencia de estas ondas sísmicas, se han desarrollado instrumentos que rescatan la historia del movimiento a que un punto en la superficie es sometido. De amplia aplicación en Ingeniería sísmica son los instrumentos conocidos como "acelerógrafos", cuyos registros (acelerogramas) representan una gráfica de aceleraciones contra tiempo del punto afectado.

## 2.1 Aspectos sísmológicos.

La zona de subducción entre las placas Norteamericana y de Cocos, al suroeste de la República Mexicana (fig 2.2), presenta una actividad sísmica considerable. Registros llevados a cabo desde principio del presente siglo habían permitido localizar regiones en las cuales esta actividad no se había manifestado con sismos de magnitud importante, por lo que diversos autores predijeron con éxito la ocurrencia de eventos sísmicos en ellas: el de Colima en 1973 (Kelleher et al, 1973); el de Guerrero y Oaxaca en 1978 (Ohtake et al, 1977) y precisamente el de Petatlán, Guerrero, en 1979 (Mc Canu et al, 1978) (ref 2.3).

Debido a ésto, el área cercana a la epicentral se encontraba bastante bien instrumentada durante el movimiento ocurrido el 14 de marzo de 1979, aproximadamente a las 11:07 GMT (5:07 hora local). El epicentro se localizó en un sitio cercano a la costa del estado de Guerrero, entre la Cd. de Acapulco y la desembocadura del río Balsas ( $17.5^{\circ}$  lat N,  $102.3^{\circ}$  long W, según datos obtenidos por diversos investigadores del Instituto de Ingeniería, UNAM) (fig 2.2). Esta estimación se realizó considerando valores de velocidad de ondas P  $v_p = 6.1$  y ondas S  $v_s = 3.5$  km/seg.

La magnitud calculada para este sismo fue de  $M = 7.5$  (Richter), reportándose intensidades de hasta VII (Mercalli) en las zonas más afectadas. Se estimó una longitud para la ruptura de 50 kms, así como una profundidad focal también de 50 kms (ref 2.4).

En las horas siguientes a la ocurrencia del sismo se produjeron varias repeticiones, de las cuales solamente una fue sentida claramente en el Valle de México (a las 15:26 GMT). Dos repeticiones importantes ocurrieron el 18 de marzo ( $M = 5.5$  R) y el 19 de marzo ( $M = 5.0$  R).

El subsuelo de la Cd. de México es bien heterogéneo. Las tres zonas más importantes con características similares (ver capítulo 4) se encuentran delimitadas en la figura 2.3, en la cual además se indica la localización de tres estaciones sismológicas. Los acelerogramas registrados por cada una de éstas durante el sismo de Petatlán se muestran en la figura 2.4.

Las aceleraciones máximas obtenidas fueron del orden de 6 % del valor de la aceleración de la gravedad ( $g$ ) en la zona de suelo blando, y de 1 % de  $g$  en la de suelo firme. Las aceleraciones mayores de 1 % de  $g$  se registraron durante aproximadamente 30 segundos.

## 2.2 Espectros de respuesta.

Aunque el desplazamiento total de los elementos de una estructura sujeta a la acción de un sismo es importante en cuanto a los efectos que en ella se inducen, la forma en que el movimiento ocurre es también un factor que influye en la respuesta. Son particularmente importantes tanto la duración de la fase más severa del movimiento y sus frecuencias dominantes, como las aceleraciones máximas que se presentan en la estructura durante ese lapso.

Esta respuesta resulta además función de características intrínsecas de la estructura, como son su período natural de vibración ( $T$ ) y sus propiedades de amortiguamiento.

El período natural de vibración es aquel tiempo que transcurre durante una oscilación completa de la estructura; el amortiguamiento propio de una estructura es la capacidad que ésta tiene de absorber y disipar las fuerzas externas que la inducen a desplazarse de su posición de reposo, para eventualmente volver a él.

Puesto que para diseño interesan valores numéricos máximos de ciertas respuestas, es útil construir gráficas que las representen en función de las características mencionadas.

Se conoce como espectro de respuesta de un sismo a una gráfica período natural - respuesta, para sistemas simples de igual amortiguamiento. En las figuras 2.5a y 2.5b se muestran los espectros de aceleraciones generados para amortiguamientos de 0% y 10% del crítico (capítulo 3), a partir de los acelerogramas ya mencionados (fig 2.4).

Puede observarse que las máximas respuestas se presentan en estructuras con períodos naturales de vibración de alrededor de  $T = 2$  seg en la zona de subsuelo compresible, valor que coincide con el período del suelo mismo.

Este fenómeno se conoce como "amplificación dinámica", y consiste en el hecho de que la excitación se aplica periódicamente, en coincidencia con los desplazamientos de la estructura, provocando con ello respuestas amplificadas. Esto indica que, en general, será conveniente edificar estructuras rígidas (o de  $T$  corto) en suelos blandos, y estructuras flexibles (o de  $T$  largo) en suelos firmes, precisamente para evitar respuestas excesivamente altas.

En cuanto al efecto del sismo en construcciones, éste produjo severos daños en Petatlán, Gro., y pueblos y rancherías de los alrededores, aunque casi exclusivamente en casas de adobe de muy baja resistencia.

En la Cd. de México, la mayoría de los daños se presentaron en edificios de más de cinco niveles. En general no se apreciaron efectos considerables en edificios con muros de carga de mampostería o concreto, ni en aquellos con muros de rigidez de concreto. Según un reporte del Instituto de Ingeniería de la UNAM (ref 2.4), en 10 edificios se encontró daño estructural calificado como "leve", consistente en casi todos los casos en fisuras en vigas, indicando ésto que se había sobrepasado la resistencia en tensión del concreto. En otros casos el daño fue muy localizado, debido al choque con estructuras adyacentes.

En 7 edificios el daño estructural se calificó como "sustancial", debido principalmente a grietas de tensión diagonal en vigas, con una abertura tal que hace pensar que el nivel de esfuerzos en los estribos pudo haber sido alto. En otro caso, debido a efectos de cortante y torsión en planta, se presentaron daños severos en columnas.

En 5 casos el daño se calificó como "grave". Una estructura presentó fallas de flexo - compresión en columnas de planta baja, así como falla de la primera losa por efecto de cortante. En otra se observaron fracturas en columnas y fuerte agrietamiento en vigas por tensión diagonal, principalmente en los pisos inferiores. Una tercera incluso sufrió colapso total. A este último grupo pertenecen las estructuras objeto de este estudio.

### 3. RESPUESTA DINAMICA DE ESTRUCTURAS.

Dentro del proceso general de diseño, una de las etapas consiste en el análisis de la estructura. Para ello se plantea un modelo estructural y su correspondiente modelo matemático, cuya solución permite la determinación de la forma y magnitud de los esfuerzos que se generan internamente en cada uno de los elementos que la componen, al aplicársele acciones externas. Una etapa posterior a este paso consiste en el diseño de esos elementos, de manera que sean capaces de transmitir continuamente esos esfuerzos a lo largo de la estructura y, finalmente, a la cimentación.

Este capítulo resume algunas ideas generales respecto del aspecto dinámico del análisis mencionado (ref 3.1).

#### 3.1 Estructuras elásticas de un grado de libertad.

En un sistema estructural como el mostrado en la figura 3.1, el equilibrio en el instante  $t$  está expresado por la ecuación de equilibrio dinámico

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = p(t) \quad (1)$$

en donde

- $m$  = masa del sistema =  $W/g$
- $c$  = amortiguamiento del sistema
- $k$  = rigidez del sistema
- $x$  = desplazamiento en el grado de libertad  
( los puntos indican derivadas respecto del tiempo)

En la ecuación ( 1 ), los tres términos del lado izquierdo representan las fuerzas de inercia, las fuerzas disipadoras y las fuerzas restauradoras del sistema, respectivamente, mientras que el término del lado derecho representa a la excitación externa.

### 3.1.1 Vibraciones libres con amortiguamiento nulo.

Cuando un sistema no amortiguado ( $c = 0$ ) se ve sujeto a la actuación de una vibración libre, la ecuación general (1) toma la siguiente forma

$$m \ddot{x} + kx = 0 \quad (2)$$

Definiendo ahora a una nueva variable  $\omega = (k/m)^{1/2}$ , que representa a la frecuencia de vibración del sistema, y substituyéndola en (2), se obtiene

$$\ddot{x} + \omega^2 x = 0 \quad (3)$$

cuya solución resulta

$$x = \frac{\dot{x}_0}{\omega} \text{sen } \omega t + x_0 \text{cos } \omega t \quad (4)$$

en donde el subíndice "o" indica las condiciones iniciales (en  $t=0$ ).

### 3.1.2 Vibraciones libres amortiguadas.

Para este caso, el término de la derecha de la ec (1) resulta nulo, teniéndose

$$m \ddot{x} + c \dot{x} + kx = 0 \quad (5)$$

Proponiendo una solución del tipo  $x(t) = h e^{st}$ , y substituyendo a ésta y sus derivadas en (5) se obtiene

$$m s^2 d + c s d + k d = 0 \quad (6)$$

en donde se distinguen tres casos para la variable  $s$ :

$$s = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - k/m} \quad (7)$$

a. Cuando el valor del radical es cero, el desplazamiento está dado por

$$x(t) = h e^{st} + h t e^{st} \quad (8)$$

condición llamada de "amortiguamiento crítico", en la cual el valor de éste es  $c = 2m\omega = c_{cr}$ .

b. Cuando el valor del radical es negativo, caso en el que el amortiguamiento del sistema es menor que el crítico. Definiendo a  $\xi$  (fracción del amortiguamiento crítico) como

$$\xi = \frac{c}{2m\omega} \quad (9)$$

y a  $\omega'$  (frecuencia de vibración amortiguada) como

$$\omega' = \omega(1 - \xi^2)^{1/2} \quad (10)$$

el desplazamiento estará dado por

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} \left\{ \frac{\dot{x}_0 - x_0\omega}{\omega'} \sin \omega' t + x_0 \cos \omega' t \right\} \quad (11)$$

c. Por último, cuando el radical es positivo, la solución resulta

$$x(t) = e^{-\xi\omega t} \left\{ \frac{\dot{x}_0 - x_0\omega}{\omega' i} \sinh \omega' i t + x_0 \cosh \omega' i t \right\} \quad (12)$$

Este último caso, de sistemas sobreamortiguados, no se presenta prácticamente en estructuras reales.

### 3.1.3 Excitación externa distinta de cero.

La expresión (1) establece el equilibrio instantáneo del sistema; si se considera a la excitación sólo como un impulso  $p(t)$  de duración muy pequeña, comparada con el período natural de vibración de la estructura, puede suponerse que durante el tiempo en el que se aplica la carga el desplazamiento es nulo, no así el cambio de velocidad de la masa. De la ley del impulso y cantidad de movimiento,

$$m \Delta \dot{x} = \int p dt \quad (13)$$

Las condiciones iniciales para la vibración libre que se inicia al término de la aplicación del impulso resultan

$$x_0 = 0 ; \quad \dot{x}_0 = \frac{\int p dt}{m} \quad (14)$$

que llevadas a (11) expresan el desplazamiento de la masa en un tiempo  $t'$

$$x(t) = \frac{1}{m\omega} e^{-\xi\omega t} \sin \omega t \int p(t) dt. \quad (15)$$

Estableciendo ahora a la historia de excitación como una sucesión continua de impulsos de corta duración, y a uno de éstos (de magnitud igual a  $p(t') dt'$ ) terminando un tiempo  $t'$  después del inicio de la carga dinámica, el desplazamiento diferencial será

$$dx = \frac{p(t')}{m\omega} \sin \omega(t - t') dt' \quad (16)$$

La respuesta producida por la historia de carga puede ahora obtenerse superponiendo los efectos de cada impulso, esto es,

$$x(t) = \frac{1}{m\omega} \int p(t') e^{-\xi\omega(t-t')} \sin \omega(t-t') dt' \quad (17)$$

expresión conocida como la "integral de Duhamel". Esta es una expresión exacta, pues las aproximaciones introducidas en la deducción de las ecuaciones en las que intervinieran impulsos se hicieron exactas al aproximarse a cero la duración de éstos (esto es, al integrar).

Sin embargo, como indica el título de esta sección, solamente aplica a estructuras que se comportan en el rango elástico. También es importante notar que, debido precisamente a esto, estas ideas son congruentes con el principio de superposición.

### 3.2 Estructuras elásticas de varios grados de libertad.

En general, el suponer concentrada la masa de un sistema en un sólo punto no permitirá describir adecuadamente su respuesta. Por otra parte, dada la complejidad que se encontraría al tratar de describirla con modelos que representaran a la masa continuamente distribuída, se acostumbra discretizarla en diversos puntos seleccionados de la estructura.

Además, puesto que comunmente en el caso de edificios las losas de entrepisos presentan una rigidez grande en su plano, comparada con la de los demás elementos estructurales que contribuyen a la rigidez general, se acostumbra hablar de "diafragmas rígidos".

Esto quiere implicar que no se incurre en errores apreciables si se supone que todos los puntos contenidos en ese entrepiso sufren una translación idéntica precisamente en su plano, y que además todos ellos girarán rígidamente alrededor de un mismo eje, cuando existen translaciones y/o giros.

Por tanto es práctica común asignar tres grados de libertad a cada una de las concentraciones de masa que representan los diferentes niveles de las estructuras, y que son dos translaciones eje horizontales en direcciones ortogonales y un giro alrededor de un eje vertical.

Para tratar sistemas de varios grados de libertad ( $n \geq 2$ ), se hace patente la conveniencia de utilizar álgebra matricial. Retomando las ideas de 3.1, la ecuación de equilibrio dinámico estará ahora dada por

$$M \ddot{x} + C \dot{x} + K x = p(t) \quad (18)$$

en donde M, C y K son las matrices de masas, amortiguamientos y rigideces del sistema, respectivamente.  $x$  y sus derivadas en el tiempo representan a los vectores de desplazamientos ( $x$ ), velocidades ( $\dot{x}$ ) y aceleraciones ( $\ddot{x}$ ), en sus  $n$  grados de libertad.

3.2.1 Para vibraciones libres con amortiguamiento nulo, la ecuación que describe el movimiento de un sistema es

$$M \ddot{x} + K x = 0 \quad (19)$$

Proponiendo una solución del tipo

$$x = \phi(x) q(t) \quad (20)$$

en donde  $\phi$  es el vector de configuración modal y depende únicamente de la forma del movimiento, y  $q$  el vector de amplitud modal, el cual, al suponer armónicos los desplazamientos, puede plantearse como

$$q(t) = \text{sen } \omega t \quad (21)$$

la expresión (19) tomará la siguiente forma

$$M \left\{ -\omega^2 \phi \text{ sen } \omega t \right\} + K \left\{ \phi \text{ sen } \omega t \right\} = 0 \quad (22)$$

en donde, para que exista una solución diferente de la trivial, debe cumplirse la condición

$$\text{Det} \left[ K - \omega^2 M \right] = 0 \quad (23)$$

La obtención de las  $n$  raíces a partir de la condición establecida permite determinar los valores de los  $n$  períodos naturales de vibración de la estructura a través de la relación

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (24)$$

Substituyendo en (22) los  $n$  valores de  $\omega_i$  se obtienen también los  $n$  vectores  $\phi_i$  de configuración modal.

En el análisis de la respuesta dinámica de sistemas elásticos, las configuraciones modales obtenidas a partir de vibraciones libres brindan un método de solución bastante directo. Cada configuración constituye uno de los  $n$  patrones independientes de desplazamiento, cuyas amplitudes pueden utilizarse como coordenadas generales para expresar cualquier forma de movimiento. De esta manera es aplicable la superposición modal en el análisis dinámico.

#### Condiciones de ortogonalidad.

La ec (18) representa un sistema de  $n$  ecuaciones en general acopladas; esto es, que los términos  $m_{ij}$ ,  $k_{ij}$  y  $c_{ij}$  resultan en general distintos de cero cuando  $i \neq j$ . Puede demostrarse que las propiedades de ortogonalidad de los vectores  $\phi$  asociados a sus respectivos  $\omega_i$ , hacen posible desacoplar el sistema original de  $n$  ecuaciones para así obtener  $n$  ecuaciones independientes (ref 3.2). De esta manera pueden obtenerse las respuestas para cada uno de los modos en forma separada.

Si  $m$  y  $n$  son distintos modos  $\phi$  de una estructura, las condiciones de ortogonalidad estarán dadas por

$$\begin{aligned} \phi_m^t m \phi_n &= 0 \\ \phi_m^t k \phi_n &= 0 \end{aligned} \quad (25)$$

y, definiendo en el modo enésimo

$$\begin{aligned} m_n^* &= \phi_n^t M \phi_n \\ k_n^* &= \phi_n^t K \phi_n \end{aligned} \quad (26)$$

la respuesta para sistemas de varios grados de libertad no amortiguados, vibrando libremente, de (19), (20) y (26) resulta

$$m_n^* \ddot{q}_n + k_n^* q_n = 0 \quad (27)$$

que es una ecuación de una variable ( $q_n$ ) para el modo  $n$ .

3.2.2 Para  $C \neq 0$  y excitación externa  $p(t)$ , y suponiendo que también la matriz  $C$  cumple con las condiciones de ortogonalidad (lo que también se puede demostrar), la respuesta en el modo  $n$  estará dada por

$$m_n^* \ddot{q}_n - c_n^* \dot{q}_n - k_n^* q_n = p_n^*(t) \quad (28)$$

cuya solución es

$$q_n(t) = \frac{1}{m_n^* \omega_n'} \int_0^t p_n^*(t') e^{-\xi_n \omega_n (t-t')} \sin \omega_n' (t-t') dt' \quad (29)$$

expresión análoga a la definida para sistemas simples (17).

### 3.2.3 Coeficientes de participación.

Estableciendo a la excitación externa efectiva  $p(t)$  como el producto de cada masa  $m_i$  por la aceleración del terreno  $x_i(t)$ , la expresión matricial que representa este efecto en los  $n$  niveles de la estructura será

$$p(t) = M J \ddot{x}_s(t) \quad (30)$$

en donde  $J$  es un vector unitario de dimensión  $n$ , introducido para hacer compatible la multiplicación.

Si (30) es entonces el término derecho de la ecuación (18), la solución podrá expresarse como

$$q_n - 2 \zeta_n \omega_n q_n - \omega_n^2 q_n = \frac{\phi_n^t M J}{m_n^*} \ddot{x}_s(t) \quad (31)$$

en donde

$$\phi_n^t M J = L_n \quad (32)$$

$L_n$  se define como el "factor de participación del sismo en el modo enésimo". Aplicando a (31) la Integral de Duhamel, se define la respuesta del sistema

$$q_n(t) = \frac{L_n}{m_n^* \omega_n} \int x_s^*(t') e^{-\zeta_n \omega_n (t-t')} \text{sen } \omega_n (t-t') dt' \quad (33)$$

Superposición modal.

Cabe aquí rescatar y ampliar las ideas que en este capítulo se han expresado sobre la superposición modal. La base de este método es la transformación de coordenadas que se aplica a un sistema acoplado de  $n$  ecuaciones de movimiento para obtener un sistema de  $n$  ecuaciones desacopladas o independientes, con la ayuda de las condiciones de ortogonalidad descritas.

Una vez que se han determinado las respuestas para cada uno de los modos, la suma o superposición de ellas, de (20),

$$x(t) = \phi_1 q_1(t) + \phi_2 q_2(t) + \phi_3 q_3(t) + \dots \quad (34)$$

representa la respuesta final. Es importante anotar que para la generalidad de los tipos de excitación, la contribución de los modos decrece con la frecuencia; esto es, que la contribución de los modos superiores es en general poco importante. Consecuentemente, la serie expresada en (34) puede truncarse en función del grado de precisión buscado. Más aún, la idealización matemática de sistemas estructurales complejos pierde confiabilidad en cuanto a la predicción de estos

modos superiores, por lo que limitar el número de modos considerados en el análisis de la respuesta dinámica es buena práctica.

### 3.3 Influencia del comportamiento inelástico.

En lo antecedente se ha supuesto en todo momento que las estructuras y los materiales que las componen son elásticas; dicho de otra manera, sus propiedades permanecen invariantes durante la respuesta. Como resultado ha podido aplicarse el método de superposición modal, teniéndose además otra ventaja considerable: puede obtenerse una bien aproximada estimación de la respuesta dinámica tomando en cuenta tan sólo algunos de los modos de vibración, ventaja que se hace patente al reducirse significativamente el tiempo de computación, sobre todo en sistemas de decenas o aún centenas de grados de libertad.

Sin embargo, la respuesta de una estructura sujeta a una acción sísmica lo suficientemente severa como para producir cambios en estas propiedades, no puede describirse dentro del rango lineal.

La determinación de la respuesta inelástica es un problema bastante más elaborado. Una de las técnicas utilizadas para ello consiste en la ejecución del análisis elástico usual hasta aquel tiempo en el que la capacidad última elástica en flexión se presenta en algún elemento de la estructura. Se supone entonces que ahí se ha formado una articulación, creándose con ello un nuevo sistema elástico.

De ahí en adelante se valúa la respuesta para una serie de pequeños intervalos  $\Delta t$ , método conocido como "paso a paso". La condición de equilibrio dinámico se cumple durante ese lapso, calculándose nuevas propiedades que correspondan al estado deformado al final del intervalo. La respuesta completa se forma usando las velocidades y desplazamientos calculados de esta manera, como las condiciones iniciales para el intervalo siguiente. Mediante este proceso se toman en cuenta todas aquellas articulaciones, o cambios de propiedades en general, que afectan la respuesta (ref 3.1, ref 3.2).

#### 4. ASPECTOS REGLAMENTARIOS.

Se resumen en este capítulo, de ambas versiones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF 1966 y RCDF 1976), aquellos artículos que se refieren a análisis sísmico, y se presenta una comparación entre ambos (refs 4.1 y 4.2).

En las conclusiones (capítulo 6), con base en los resultados del estudio del comportamiento de las dos estructuras analizadas (capítulo 5), se comentan algunas de las ventajas de la nueva versión sobre la anterior, en lo que a análisis sísmico toca.

Buena parte de los cambios obedecen a un mejor conocimiento del tema, obtenido a través de nueva información, más abundante y más precisa en los últimos años. Además, el subsuelo de la Cd. de México ha sido objeto de estudio particularmente intenso, no sólo por el gran número de construcciones sobre él desplazadas, sino también por las características especiales que desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos éste presenta.

	RCDF 1966
<u>Art 267</u>	Zonas
Zona I, Zona II.	de estratos compresibles, de subsuelo rígido.
<u>Art 268</u>	Clasificación de los edificios, por su destino.
Grupo A	Aquellos que alberguen instalaciones cuyo funcionamiento sea particularmente importante a raíz de un sismo. Edificios de área construída $> 400 \text{ m}^2$ e n donde ocurra frecuente aglomeración de personas.
Grupo B	Construcciones para la habitación privadas, oficinas, etc.
Grupo C	Construcciones cuya falla por sismo no represente riesgo para seres humanos, o para edificaciones de los anteriores grupos.

	RCDF 1976
<u>Art 231</u>	Zonas.
Zona I.	con suelos compresibles de espesor $H < 3 \text{ m}$ .
Zona II	idem, con $3 \text{ m} \leq H \leq 20 \text{ m}$ .
Zona III	idem, con $H > 20 \text{ m}$ .
Zona IV	"poco conocida desde el punto de vista de mecánica de suelos".
<u>Art 232</u>	Clasificación de las construcciones, según su uso.
Grupo A	Construcciones cuyo funcionamiento a raíz de un sismo sea particularmente importante. Aquellas cuya falla causaríá pérdidas excepcionalmente altas, en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad.
Grupo B	Aquellas cuya falla causaríá pérdidas de magnitud intermedia. Bardas cuya altura exceda 2,5 m
Grupo C	Construcciones cuya falla implicaría un costo pequeño. No requieren diseño por sismo.

RCDF 1966

Art 233

Clasificación de los edificios, por su estructuración

Tipo 1

Estructuras que ante cargas laterales se deforman principalmente en flexión de sus miembros estructurales. Se incluyen también aquellas que posean marcos capaces de resistir al menos 50% del cortante de diseño que le tocaría si trabajara aislado, sin requerir contraventeo.

Tipo 2

Aquellas, cuyas deformaciones se deban esencialmente a esfuerzo cortante o a fuerza axial en sus elementos estructurales.

Tipo 3

Tanques elevados, chimeneas, etc.

RCDF 1976

Art 233

Clasificación de las construcciones según su estructuración.

Tipo 1

Edificios y naves industriales, salas de espectáculos, en las que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos, por diafragmas o muros o por combinación de diversos sistemas, como los mencionados.  
Se incluyen también chimeneas, torres y bardas, péndulos invertidos, o estructuras en que el 50% o más de su masa se halle en el extremo superior, y que tengan un sólo elemento resistente en la dirección de análisis.

Tipo 2

Tanques.

Tipo 3

Muros de Retención.

Tipo 4

Otras estructuras.

Los criterios de diseño para estructuras tipo 1 se especifican en los Arts 234 a 244. Los que se aplican a los tipos 2, 3 y 4, se especifican en los Arts 245 a 247.

Art 270 Coeficiente para diseño sísmico

Definido éste como  $c = V/W$ , su valor se obtendrá de la siguiente tabla (para estructuras del grupo B):

<u>Estructuración</u>	<u>Zona 1</u>	<u>Zona 2</u>
1	0.06	0.04
2	0.08	0.08
3	0.15	0.10

Para estructuras del grupo A, estos valores se multiplicarán por 1.3.

Art 234 Coeficiente Sísmico (c)

Definido éste como  $c = V/W$ , sin reducción por ductilidad (ver Art 235), su valor se obtendrá de la siguiente tabla (estructuras grupo B):

<u>Zona</u>	<u>c</u>
I	0.16
II	0.20
III	0.24

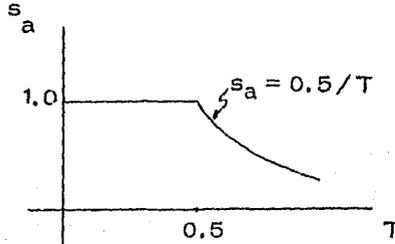
Para estructuras del grupo A, estos valores se multiplicarán por 1.3.

Art 235 Reducción por ductilidad.

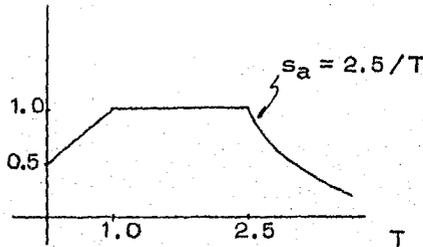
Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático, y los espectros para análisis dinámico modal, se obtendrán dividiendo los valores de  $c$  (Art 234) o las ordenadas de los espectros de diseño sísmico (Art 236) entre el factor  $Q'$  (Arts 236 y 240), para los métodos dinámicos y estáticos, respectivamente. No se permiten reducciones en las deformaciones.  $Q'$  es función del factor de ductilidad  $Q$ , el cual puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura.

Art 274 Espectro para diseño sísmico

Para análisis modal, las aceleraciones correspondientes a cada uno de los modos se obtendrán del siguiente espectro de diseño, para la zona I:



para la zona II:



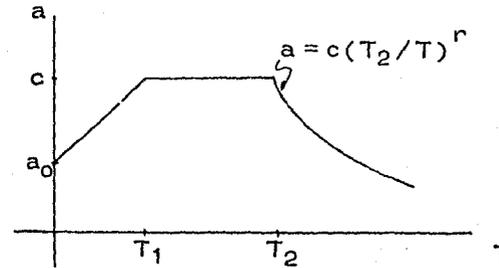
Cuando se emplee el método de superposición modal, se diseñará para la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de elementos mecánicos. En la zona II se to -

- 20 -

Art 236 Espectro para diseño sísmico.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el Art 241, dicho análisis se llevará a cabo de acuerdo con las siguientes hipótesis:

- I. La estructura se comporta elásticamente.
- II. Las aceleraciones para cada uno de los modos se obtendrán del siguiente espectro:



de acuerdo con la siguiente tabla:

Zona	$a_0$	$T_1$	$T_2$	$r$
I	0.03	0.3	0.8	1/2
II	0.045	0.5	2.0	2/3
III	0.06	0.8	3.3	1
IV	Los sitios incluidos en esta zona de			

berán reclasificarse en alguno de los anteriores. Si cae dentro de la zona III,  $T_2$  se tomará igual a 5 seg.

mará en cuenta también la presencia de periodos dominantes del terreno.

Art 271 Elección del tipo de análisis

Se podrá utilizar el método simplificado de análisis, si se cumplen los siguientes requisitos:

- I. Que al menos 75% de la carga vertical sea soportada en cada piso por muros ligados entre sí mediante losas corridas.
- II. Que existan al menos dos muros perimetrales de carga, ligados por las losas en al menos 50% de su longitud.
- III. Que la relación altura-dimensión mínima de la base del edificio no exceda 1.5.
- IV. Que la relación de largo a ancho de la planta del edificio no sea mayor que 2.

Para evaluar las fuerzas sísmicas, estas ordenadas se dividirán entre el factor  $Q'$ , el cual se tomará igual a  $Q$  si  $T$  es mayor que  $T_1$ , e igual a  $1 + (Q-1) T/T_1$  en caso contrario.

- III. Las ordenadas espectrales ya incluyen la reducción por los efectos de amortiguamiento, por lo que no deben sufrir reducciones adicionales.

Art 238 Elección del tipo de análisis.

Las estructuras con altura menor de 60 mts podrán analizarse de acuerdo con el método estático a que se refiere el Art 240, o con los dinámicos a que hace mención el Art 241. Para alturas superiores de 60 mts, deberá emplearse el dinámico descrito en el Art 241. Podrá aplicarse el método simplificado al que se refiere el Art 239, si se cumplen los siguientes requisitos:

- I. En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto o de mampostería que satisfaga las condiciones que establecen las Normas Técnicas Complementarias.

128

Art 273 Análisis Estático.

Para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio, se supondrá una distribución lineal de aceleraciones horizontales, con valor nulo en la base de la estructura, y máximo en el extremo superior de la misma, de manera que la relación  $V/W$  sea igual al valor  $c$  tabulado en el Art 270. De acuerdo con esto, la fuerza horizontal que obra en el piso  $i$  valdrá:

$$F_i = c W \frac{W_i h_i}{W_1 h_1 + W_2 h_2 + \dots + W_n h_n}$$

- II. En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga que formen entre sí un ángulo no mayor de  $20^\circ$ , estando cada muro ligado por las losas en una longitud de por lo menos 50 % de la dimensión del edificio, medida en las direcciones de dichos muros.
- III. La relación entre longitud y ancho de la planta no excederá de 2.
- IV. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

Art 240 Análisis estático.

- I. Se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas de las masas, las cuales se tomarán igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a  $h$ . El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación  $V/W$  en la base sea igual a:

$$c/Q$$

pero no menor que  $a_0$ .

en la cual :

$h_i$  = elevación del piso  $i$   
 $W_i$  = peso del piso  $i$   
 $n$  = número de pisos

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.

#### Art 274 Análisis dinámico

Será admisible cualquier procedimiento de análisis compatible con las características de los temblores y el comportamiento del subsuelo y de las estructuras, siempre que se satisfagan las restricciones del presente artículo.

Para análisis modal pueden despreciarse todos aquellos modos naturales de vibración, cuyo efecto combinado no modifique los esfuerzos de diseño sísmico en más

- II. Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas, si se toma en cuenta la influencia del período fundamental de vibración de la estructura.
- III. En el análisis de péndulos invertidos, además de la fuerza lateral estipulada se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente.
- VII. 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.

#### Art 241 Análisis dinámico

Si se usa el análisis modal, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con período mayor a 0.4 seg, pero en ningún caso podrán considerarse menos de tres modos. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas.

Para calcular la participación de cada modo se utilizará el espectro del Art 236, incluyendo la reducción.

Las respuestas modales se combinarán de

de 10%. Puede también desprejarse el efecto dinámico torsional que resulte de excentricidades calculadas estáticamente no mayores del 5% de la dimensión del piso, medida en la misma dirección que la excentricidad.

En ningún nivel se admitirá una fuerza cortante de diseño menor que el 60% de la que resulte del análisis estático.

Art 275 Limitación de desplazamientos horizontales.

El desplazamiento relativo máximo entre pisos consecutivos no excederá 0.002 veces la diferencia de elevaciones correspondientes. En el cálculo de los desplazamientos horizontales se tomará en cuenta todo elemento que forme parte integrante de la estructura.

acuerdo con la expresión:

$$R = (R_1^2)^{1/2}$$

Si se emplea el método de cálculo paso a paso, de respuestas a temblores específicos, podrá acudirse a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos independientes entre sí, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consigna el presente reglamento teniéndose en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura.

Art 242 Estado límite por desplazamientos horizontales.

Las deformaciones laterales de cada entrepiso debidas a fuerza cortante no excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes. En el cálculo de los desplazamientos se tomará en cuenta la rigidez de todo elemento que forme parte integrante de la estructura.

Art 280 Separación de colindancias y en juntas de dilatación.

Toda nueva construcción debe separarse en sus linderos con los predios vecinos un mínimo de 5 cm, pero no menos que  $x = 0.006 H$  en la zona I, ni menos que  $x = 0.004 H$  en la zona II.  $x$  representa el máximo desplazamiento calculado por sí mismo para la altura  $H$ . Cuando se use el método simplificado de análisis, se tomará en cuenta  $x = 0.002 H$ . En juntas de dilatación rige el mismo criterio, a menos que se tomen precauciones para evitar daños por choques.

Art 244 Estados lmites por choques contra estructuras adyacentes.

Toda construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos, una distancia igual al desplazamiento horizontal acumulado, calculado en cada nivel, aumentado en 0.001, 0.0015 y 0.002 de su altura, en las zonas I, II y III respectivamente. En caso de omitirse este cálculo, estos valores serán cuando menos 0.006, 0.007 y 0.008. Esta separación en ningún caso será menor que 5 cm. Para juntas de dilatación regirá el mismo criterio, a menos que se tomen precauciones especiales para evitar daños por choques.

#### 4.2 Comparación entre el RCDF 1966 y el RCDF 1976.

##### Art 231 Zonas

A diferencia de la versión anterior, se separa aquí la zona de transición (II) de la de terreno compresible (III), en vista de las ventajas económicas que tal separación implica. Además, los límites entre las zonas I y II actuales difieren de los anteriores, en virtud de la información incorporada en los últimos años. Por otra parte, se toma en cuenta que existen amplias zonas del D. F. en donde se desconocen las propiedades del subsuelo, y para las que la clasificación en alguna de las anteriores zonas debe basarse en estudios específicos de mecánica de suelos.

El capítulo de cimentaciones del RCDF 1976 (cap. XXXIX, art 262) establece detalladamente los requisitos mínimos para que estos estudios sean aceptables.

##### Art 232 Clasificación de las construcciones según su destino.

Se han incluido dentro del grupo A las construcciones cuya falla pueda ocasionar daños materiales importantes en bienes o servicios, o que pueda ocasionar el escape de gases tóxicos.

##### Art 233 Clasificación de las construcciones según su estructuración

Los péndulos invertidos, que en la versión anterior correspondían a un grupo aparte, ahora se incluyen dentro del grupo I. Esto se debe a que dichas estructuras responden prácticamente en su modo fundamental de vibración, y a que los problemas especiales que ofrecen, como la influencia de las fuerzas de inercia debidas a la rotación de la masa en su punta y su relativamente baja confiabilidad debida a la imposibilidad de redistribuir esfuerzos entre diversas secciones críticas, se toma en cuenta mediante recomendaciones específicas en los artículos 235, 237 y 240.

Atendiendo a la proporción en que contribuyen a la respuesta las deformaciones por flexión y por cortante del conjunto, parecía conveniente clasificar las construcciones incluidas en el tipo 1 en dos subtipos. Esta diferencia sólo se manifestaría en el análisis estático de estruc-

turas con período fundamental mayor que  $T_2$ . En vista de que en la mayor parte de las construcciones a las que se aplicará el Reglamento las deformaciones de flexión y de cortante contribuyen en distintas proporciones a la respuesta total, y atendiendo a las dificultades prácticas para establecer criterios sencillos de clasificación que reflejen dichas proporciones, se optó por omitir esta clasificación y adoptar los criterios conservadores del art 240, que de cualquier manera permiten reducciones no contempladas en el RCDF 1966.

Se juzgó conveniente considerar un tipo aparte para los tanques, a fin de especificar la forma de tomar en cuenta los efectos dinámicos del fluido.

Los muros de retención ameritan criterios de análisis sísmicos que difieren del resto de las construcciones cubiertas por el reglamento.

#### Art 234      Coeficiente sísmico.

Los coeficientes sísmicos que se presentan en este artículo corresponden a las ordenadas máximas del espectro medio de aceleraciones del temblor de diseño para estructuras del grupo B (con amortiguamientos del 5%). Dado lo significativo del concepto del efecto favorable de la ductilidad que cada estructura puede desarrollar, las reducciones que por este concepto pueden establecerse se dejan como un paso aparte en el proceso de diseño, especificado en el art 235.

#### Art 235      Reducción por ductilidad.

En este artículo se clasifican las estructuras según el grado de ductilidad  $Q$  (en estructuras elastoplásticas definida como la deformación máxima entre la deformación de fluencia) que pueden desarrollar y se introduce un factor  $Q'$ , función de  $Q$ , por el cual pueden dividirse las fuerzas internas debidas a sismos para fines de diseño. Se establece también que las deformaciones no deben ser reducidas, y en consecuencia tampoco los efectos de segundo orden.

Los valores de  $Q$  aceptables se hacen depender del tipo de estructuras, de los materiales que la constituyen y de algunos detalles de diseño y construcción, conceptos que influyen significativamente en la ductilidad local y en la global de un sistema dado, pues determinan el meca-

nismo de falla dominante en diversas secciones o zonas de la estructura. La idea de forzar la ocurrencia de modos de falla dúctiles antes de modos de falla frágiles, condujo a la especificación relativa a la adopción de factores de carga de 1.4 para ciertas fuerzas internas, en lugar de 1.1, especificado en general para cargas accidentales (caso 1, inciso c).

#### Art 236 Espectro para diseño sísmico.

Tal como se definían en el RCDF 1966, los espectros de aceleraciones constan de tres ramas: una ascendente, hasta un período  $T_1$ , otra de ordenadas constantes, de  $T_1$  a  $T_2$ , y una tercera que desciende hiperbólicamente al crecer el período. Tanto  $T_1$  y  $T_2$  como el grado de la hipérbola dependen del tipo de terreno.

El criterio actual cubre las incertidumbres en que se incurre al estimar los valores de los períodos naturales, especificando  $T_1$  y  $T_2$  iguales respectivamente a 0.75 y 1.33 veces los valores que se adoptarían si los períodos pudieran conocerse en forma determinística. Para períodos menores que  $T_1$ , se optó por especificar una rama ascendente en vez de adoptar ordenadas espectrales constantes desde valores nulos de  $T$  hasta  $T_2$ , como se hacía para terreno firme en la versión anterior, lo cual conduce a economías en el diseño de estructuras bajas y rígidas.

Para proteger a estructuras de período largo, se propone que la variación de las ordenadas espectrales se tome proporcional a  $T^{-1}$  en la zona III y a  $T^{-1/2}$  en la zona I, en vez de aplicar los resultados, menos conservadores, deducidos de los espectros de temblores observados. Esto obedece a que las estructuras de períodos naturales largos tienen en general un número elevado de grados de libertad y por tanto de modos de falla, lo que implica una confiabilidad relativamente baja para un coeficiente sísmico dado.

Para la zona IV, el requisito de tomar  $T_2$  mayor o igual que 5 seg obedece a la existencia de formaciones arcillosas de mayor espesor o compresibilidad que las que más se han estudiado y a las que corresponden amplificaciones máximas de los espectros de respuesta para períodos iguales o menores que 2.5 seg .

Art 237 Criterios de análisis.

Se señala la necesidad de combinar los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y 30% de los del componente ortogonal al anterior. Para péndulos invertidos, tanques elevados, torres, chimeneas y estructuras semejantes se considerará 50%.

El análisis también deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- I. La influencia de fuerzas laterales deberá analizarse tomando en cuenta los desplazamientos horizontales, los verticales que sean significativos, los giros, continuidad y rigidez de todos los elementos integrantes de la estructura. En particular se considerarán los efectos de la inercia rotacional en péndulos invertidos.
- II. Deberán tomarse en cuenta efectos de segundo orden, cuando la deformación total de un entrepiso dividida entre su altura, medida de piso a piso, sea mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y las fuerzas verticales debidas a acciones variables y permanentes que obren encima de éste.
- III. En las estructuras metálicas revestidas de concreto reforzado se podrá considerar la acción combinada de estos materiales en el cálculo de resistencias y rigideces.
- IV. Se revisará la seguridad contra estados límites de la cimentación, suponiéndose que no obran tensiones entre las estructuras y el terreno. Estas podrán ser admitidas en elementos tales como pilas o pilotes siempre y cuando estos elementos hayan sido específicamente diseñados para resistir dichas tensiones.
- V. Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales sean compatibles entre sí.
- VI. En el diseño de marcos que contengan tableros de mampostería que formen parte integrante de la estructura, se supondrá que las fuerzas cortantes que obran en ellos son equilibradas por fuerzas axiales y cortantes en los miembros que constituyen el marco.

- VII. Cuando los muros divisorios no se consideren como parte integrante de la estructura, deberán sujetarse a ésta de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro.
- VIII. Para el diseño de todo elemento que contribuya en más de 20% a la capacidad total en fuerza cortante, momento torsionante o de volteo de un entrepiso dado, se adoptará un factor de carga 20% superior al que le correspondería de acuerdo con el art 220.
- IX. En las estructuras cuyas capacidades o relaciones fuerza-deformación sean diferentes para cada sentido de aplicación de las cargas laterales, se aplicará algún procedimiento que tome en cuenta la forma en que tal diferencia afecte a los requisitos de ductilidad.

Art 238 Elección del tipo de análisis.

Para estructuras con altura superior a 60m se exige el análisis dinámico, en vista de que la importancia de tales estructuras justifica el desarrollo de estudios que puedan predecir fenómenos especiales, fuera del alcance de los métodos estáticos, y teniendo en cuenta las facilidades de computación de que se dispone en el medio.

Las condiciones para aceptar el método estático simplificado se han liberado hasta construcciones de 13 m, con lo cual se cubrirán muchos edificios de vivienda económica de hasta 3 o 4 niveles.

Art 239 Método simplificado de análisis.

Los coeficientes sísmicos que se presentan se obtuvieron de acuerdo con los espectros del art 236, estimando conservadoramente los períodos naturales en función de la altura, y reduciendo por ductilidad con Q igual a 2 y a 1.5, respectivamente, para muros de tabique macizo y de bloque hueco.

**Art 240 Análisis estático.**

Se permite también aquí la reducción del coeficiente de cortante basal de acuerdo con los espectros del Art 235, en función del valor del período fundamental. Igual que para el análisis dinámico, la incertidumbre asociada a la estimación de los períodos naturales está cubierta por medio de los espectros propuestos para diseño.

En el inciso III se insiste en la necesidad de tomar en cuenta la influencia de las fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones verticales que ocurren en algunos puntos de la estructura. Para evitar un análisis dinámico, pueden aplicarse las fuerzas horizontales, valor desplazamientos y tomar la fuerza vertical aplicada a cada masa, igual a la correspondiente horizontal multiplicada por la relación entre los desplazamientos verticales y horizontales correspondiente y por un factor de 1.5 que cubre en general los efectos de amplificación dinámica. El análisis definitivo debe considerar la ocurrencia simultánea de ambas fuerzas.

**Art 241 Análisis dinámico.**

Para análisis modal, deberán incluirse los efectos de todos los modos naturales de vibración con período mayor de 0.4 seg, pero en ningún caso podrán considerarse menos de tres modos.

Para análisis paso a paso de respuesta a temblores específicos se exige que se usen no menos de cuatro movimientos representativos. Con esto se pretende evitar la adopción de diseño inseguros, que pueden resultar al considerar espectros de sismos con características distintas en cuanto a contenido de frecuencias, intensidad y duración.

## 5. APLICACION A DOS ESTRUCTURAS.

### 5.1 Procedimiento analítico.

El programa de computadora utilizado para los análisis fue desarrollado en la Universidad de Berkeley, en California, EUA, y editado con el nombre de TABS (Three - dimensional Analysis of Building Systems), en el año de 1977 (ref 5.1).

Ambos edificios se han idealizado como sistemas estructurales formados por marcos ortogonales, a cuya rigidez contribuyen columnas, vigas y muros, así como losas rígidas en su plano. Por tanto se han asignado tres grados de libertad por nivel (desplazamientos horizontales en dos direcciones ortogonales, giro alrededor de un eje vertical).

Se ha supuesto a lo largo de los análisis comportamiento elástico lineal, aplicando el principio de superposición a través de análisis dinámicos modales, a partir de espectros de aceleraciones. Esto implica que la representación de los edificios y de los efectos que se inducen en ellos una vez rebasados los límites elásticos no resulta estrictamente cierta. Por ejemplo, en los diagramas de flexocompresión que se presentan al final de este capítulo (para el "edificio B"), se distinguen puntos (acciones) que caen fuera de la capacidad calculada para las respectivas columnas. En esencia, cuando se alcanza la resistencia de algún elemento se origina una redistribución de esfuerzos en la estructura, pues el material no es capaz de absorber esfuerzos por encima de su límite de fluencia. No obstante, se busca ilustrar en dónde y por qué se presentaron fallas, lo cual se logra con este análisis.

#### 5.1.1 Cargas básicas.

Se denominan aquí en forma genérica "cargas básicas" a todas aquellas acciones que redundan en solicitaciones a la estructura. En la tabla 5.1 se presentan éstas, con los respectivos valores numéricos que según el caso les corresponden.

Para determinar el valor de la carga muerta, el RCDF establece pesos volumétricos para concreto simple o reforzado, para cubiertas de entrepisos y de azoteas, muros, rellenos, etc.

En los valores para la carga viva, tanto para análisis por acciones permanentes como accidentales (b y c), se distingue una modificación importante entre ambos reglamentos (1966 y 1976).

Para los casos de análisis por cargas laterales estáticas (d, e, h, i), se consignan en la tabla los valores del coeficiente de cortante basal c (definido como el cociente entre el cortante en la base y el peso de la estructura) asignados por los reglamentos, por una parte; y los obtenidos de los espectros generados a partir de los acelerogramas del sismo de Petatlán, por la otra (en este caso, el coeficiente resulta la aceleración correspondiente al período fundamental de vibración de la estructura).

Los casos de análisis dinámico (f, g, j, k) hacen referencia a aquellos artículos que definen a los espectros de diseño (RCDF), o en su caso, los espectros del sismo de Petatlán (fig 2.5).

#### 5.1.2 Combinaciones de carga.

Las cargas básicas antes definidas se combinaron como se indica en las tablas 5.2a y 5.2b.

La tabla 5.2a indica los factores con los que se afectaron las cargas básicas en ambos edificios, siguiendo los criterios del RCDF 1966. El factor con que se afectan las cargas muerta y viva, para cargas gravitacionales (combinación de carga 1), es 1.4 (la columna c en las tablas 5.2 se refiere a la carga viva básica calculada con el valor específico de  $150 \text{ kg/m}^2$ ).

Para las restantes ocho combinaciones, el factor aplicado es 1.1 para estas cargas básicas. Debido a esto, en la columna c el factor aplicado es 0.807, calculado como sigue:

$$\frac{110}{150} \times 1.1 = 0.807$$

Las fuerzas estáticas se aplicaron tal y como se obtienen siguiendo el art 273 (RCDF 1966), de ahí el factor 1.0 en las combinaciones 2 y 3 para las cargas básicas d y e.

Para los análisis dinámicos reglamentarios, combinaciones 4 y 5, se consideró también un factor igual a 1.1.

En las combinaciones 7 y 9 se afectan las cargas básicas h e i como se indica más adelante, en los datos para cada edificio. En ambos casos, el factor representa la proporción en la que debió modificarse el vector de fuerzas estáticas calculado según el Reglamento, para obtener aquellas fuerzas correspondientes al sismo real.

No se afectaron las combinaciones 6 a 9 por el mismo factor 1.1, por no tratarse de espectros de diseño establecidos por el reglamento, sino de espectros de un sismo real.

En cuanto a la tabla 5.2b, que se refiere a las combinaciones de carga aplicables bajo los criterios del RCDF 1976, las únicas variantes son las siguientes:

Para la combinación 1, el factor 1.4 afecta a la columna b (que se refiere al valor de la carga viva calculado con el valor específico de  $120 + 420(A)^{-1/2}$  kg/m<sup>2</sup>). El factor 0.66 resulta de

$$\frac{90}{150} \times 1.1 = 0.66$$

puesto que para carga viva por solicitaciones accidentales, el RCDF 1976 establece 90 kg/m<sup>2</sup> (carga básica c). Los factores que afectan a las cargas básicas h e i, en las combinaciones 7 y 9, se indican también más adelante.

## 5.2 Edificio "A".

### 5.2.1 Datos.

En la figura 5.1 se muestran esquemáticamente la planta tipo y los marcos de la estructura. Las propiedades calculadas para los niveles (pesos, masas, momentos de inercia rotacionales), así como de columnas y vigas (áreas y momentos de inercia de las secciones transversales) se consignan en las tablas 5.3 y 5.4. Para las columnas se consideraron las propiedades de la sección transformada, tomando en cuenta la contribución relativamente más importante del acero de refuerzo.

Es importante anotar que la modelación de la estructura incluye una modificación en los niveles superiores, debido a que el programa utilizado no admite la representación de "medios niveles", es decir, de losas de poca dimensión cuya elevación no coincide con la de los niveles definidos para la estructura. Concretamente, la losa de azotea entre los ejes 1 y 2, cuya elevación real se encuentra entre los niveles 9 y 10, fue "bajada" hasta el nivel 9. Sin embargo, las fallas observadas se encuentran en los niveles bajos (2º y 3º), por lo que para efectos de este estudio la modelación puede considerarse aceptable.

En cuanto a las propiedades de los materiales utilizados para el análisis, se consideró

$$\begin{array}{l}
 \text{concreto} \\
 \text{acero} \\
 \text{muros}
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \\
 E_c = 1.58 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \\
 E_m = 2.4 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \\
 G_m = 7.2 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2
 \end{array}
 \right.$$

según se desprende de planos estructurales y consideraciones reglamentarias (ref 5.2).

La tabla 5.5 resume las acciones en los nudos de los marcos (fig 5.1) debidas a cargas muertas y cargas vivas (estas últimas tanto permanentes como accidentales), en términos de momentos, cortantes y cargas uniformes en las vigas (columnas a, b y c de la tabla de cargas básicas, 5.1).

La obtención de las fuerzas para análisis estático según ambos reglamentos se muestra en las tablas 5.6a y 5.6b (cargas básicas d y e de la tabla 5.1). Estas fuerzas resultan aproximadamente iguales en la dirección este - oeste (xx), puesto que la ductilidad vale 4 en este sentido, y según RCDF 1976

$$c_x = c/Q_x = 0.24/4 = 0.06$$

valor que coincide con el establecido en el RCDF 1966. En la dirección norte - sur (yy) resultan el doble para RCDF 1976, por valer  $Q = 2$  en presencia de muros que contribuyen a la rigidez general de

los marcos, pero no son tan dúctiles como el concreto reforzado.

Los factores 1.22 y 1.13 (combinaciones 7 y 9) que afectan a las cargas básicas h e i en la tabla 5.2a resultan de

$$\frac{0.073}{0.060} = 1.22 \quad ; \quad \frac{0.068}{0.060} = 1.13$$

en donde 0.060 es el valor del coeficiente de cortante basal c definido por el reglamento; 0.073 es la aceleración espectral correspondiente al valor del período fundamental de la estructura "A" (T = 0.98 seg) en la dirección este - oeste, como se aprecia en la figura 2.5, y 0.068 la aceleración en la dirección norte - sur.

Por último, son también datos para el análisis las definiciones de los espectros de diseño de los reglamentos, en los artículos indicados en las tablas 5.2a y 5.2b; así como los espectros de la figura 2.5, que fueron generados para amortiguamiento de 10% (cargas básicas f a k).

#### 5.2.2 Daños observados.

En términos generales, el edificio "A" se comportó satisfactoriamente desde el punto de vista estructural. La inspección realizada durante la semana que siguió al sismo mostró, además de varios casos de fracturamiento y desprendimiento de elementos aparentes, algunos casos de sobreesfuerzos en vigas.

En varios puntos de los niveles 2 y 3, las vigas mostraban agrietamiento vertical en la zona central de las vigas; esto indica que seguramente la resistencia en tensión del concreto, en zonas sujetas a flexión, había sido alcanzada.

En el nivel 3, las vigas del eje A (entre 2 y 3), B (entre 1 y 2) y 3 (entre C y D) sufrieron agrietamiento debido a cortante en las zonas próximas a las columnas, sugerido ésto por la inclinación a 45° de las grietas.

Los muros de relleno en la zona central (B y C entre 2 y 3; 2 y 3 entre B y C) debieron todos ser demolidos. Se observó que las precauciones tomadas para desligar a estos muros de la estructura principal, consistían en una delgada capa de celotex (aprox. 5 mm).

### 5.2.3 Resultados.

#### Propiedades dinámicas.

En las tablas 5.11 a y 5.11 b se reportan períodos, factores de participación y configuraciones modales para cada uno de los primeros 9 modos de vibrar de la estructura. El valor obtenido para el período del modo fundamental,  $T=0.98$  seg (tablas 5.11) corrobora un criterio comunmente aplicado en análisis preliminar, que es

$$T = 0.1 N \text{ (ref 5.3)}$$

en donde N es el número de niveles sobre el nivel de calle de la estructura; en este caso,  $T = 0.1 \times 11 = 1.1 \text{ seg} \approx 0.98 \text{ seg}$ .

Dada la casi perfecta simetría de la estructura, los modos resultantes pueden ser fácilmente relacionados con direcciones particulares; así, los modos 1, 4 y 7 resultan modos de vibración de translación "prácticamente pura" en dirección xx; los modos 2, 5 y 8, translaciones en dirección yy, mientras que 3, 6 y 9 son modos que pueden asignarse a rotaciones también prácticamente puras alrededor de ejes verticales.

Por ésto, y de la observación de los valores relativos de los factores de participación de los modos, cabe decir que la representación del comportamiento de la estructura resulta suficientemente bien descrita considerando la participación de únicamente 9 modos de vibrar.

Esto también permite justificar la validez de análisis que se realizan, para casos como éste, independientemente en dos direcciones ortogonales; pues, como se observa en las tablas 5.11, para sollicitaciones laterales este - oeste, la participación (L) de los modos norte - sur resulta prácticamente nula, y viceversa.

#### Desplazamientos.

En cuanto a los desplazamientos, consignados en la tabla 5.12, se observa que las sollicitaciones más importantes son las causadas por los criterios de diseño del RCDF 1976, de análisis tanto estáticos como dinámicos (espectros no reducidos por concepto de ductilidad para desplazamientos, con una ordenada máxima  $s_a = 0.24 \text{ g}$ , suelo tipo III).

Puesto que se trata de análisis en el rango elástico, los espectros de diseño del RCDF 1966 ( $s_a \text{ máx} = 0.06 \text{ g}$ , suelo tipo III) generan desplazamientos aproximadamente cuatro veces menores que los debidos al RCDF 1976.

En ambos casos se tienen desplazamientos relativos de entrepiso del orden de 40 % de los admisibles, o menores (esto, puesto que la proporción de 4 a 1 en los desplazamientos admisibles también se mantuvo entre ambas versiones del Reglamento, art 275 (RCDF 1966) y art 242 (RCDF 1976), capítulo 4).

#### Acciones mecánicas.

Se analizaron las acciones mecánicas inducidas en columnas, vigas y muros.

Para valuar los márgenes de seguridad alcanzados en columnas, se generaron diagramas de flexocompresión  $P - M$ , estableciendo los criterios de resistencia según las "Normas Técnicas Complementarias" al RCDF (ref 5.2). En el anexo I se muestra el programa de computadora utilizado, desarrollado en lenguaje BASIC.

Las acciones mecánicas originadas por las 9 combinaciones de carga (tablas 5.2) se representaron en los diagramas  $P - M$ , como se ejemplifica en la figura 5.3. No se encontraron acciones fuera de los diagramas (fallas) y en términos generales, las columnas trabajaron a no más del 50 % de su capacidad última en flexocompresión. Para el caso particular de análisis por cargas gravitacionales, no se rebasó en general el 30 % de la capacidad. En otras palabras, definido el margen de seguridad  $MS$  como

$$MS = \frac{\text{acción actuante}}{\text{acción resistente}}$$

los márgenes de seguridad alcanzados fueron de 0.5 y 0.3 respectivamente.

Las fuerzas cortantes desarrolladas en las columnas, de acuerdo con los análisis, tampoco alcanzan a las capacidades resistentes. Los márgenes de seguridad para este caso son del mismo orden que los correspondientes a flexocompresión.

Esto concuerda con lo observado en sitio, en donde no se localizaron fallas en columnas.

Las acciones mecánicas inducidas en vigas, en cambio, se acercaron e incluso rebasaron la capacidad última en varios elementos. El programa de computadora desarrollado para determinar la resistencia en flexión y en cortante de vigas de concreto reforzado, basado también en la referencia 5.2, se muestra en el anexo II. Este programa fué desarrollado para calculadora programable HP - 41 C.

En la figura 5.4 se presentan algunos de los casos en los que se rebasaron las capacidades últimas en flexión y en cortante de las vigas según los análisis, o en donde los márgenes de seguridad se acercaron a la unidad.

Los análisis indican que, tanto para cortantes como para flexionantes, las acciones mecánicas inducidas por cargas gravitacionales únicamente (combinación #1, tablas 5.2) no alcanzan el 50% de la resistencia última. Para solicitaciones sísmicas, en cambio, se observa en la figura 5.4 que en las zonas cercanas a las columnas se presentaron solicitaciones del orden de las de diseño. Como se describe en 5.2.2, estos resultados se ajustan a lo observado en sitio.

En la zona de servicios del edificio (elevadores, escaleras, sanitarios) se tenían muros no estructurales de tabique recocado a prácticamente todo lo largo de los entreejes B y C (entre 2 y 3), así como en 2 y 3 (entre B y C). De las tablas 5.12, se observa que los desplazamientos relativos de entrepiso,  $d_e$ , debidos a las combinaciones de carga #2 a #5 (requerimientos reglamentarios), resultan del orden de  $d_e = 1$  cm hasta el nivel 5, disminuyendo en niveles superiores.

A falta de datos experimentales, asignando a estos muros la resistencia máxima a cortante según el propio reglamento de

$$v^* = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

y un valor de resistencia a compresión de

$$f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$$

con el que se obtienen los mínimos esfuerzos en cortante, a través de

$$E = 300 f_m^* = 4\,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 0.3 E = 1\,350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = G \gamma$$

en donde  $\gamma$  resulta

$$\gamma = \frac{d_e}{h} = \frac{0.01}{3.45} = 0.0029$$

se tienen esfuerzos actuantes superiores a los resistentes. Esto es,

$$\bar{\sigma} = G \gamma = 3.92 \text{ kg/cm}^2 > 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

También estos resultados concuerdan con lo observado, pues al momento de la inspección en el sitio se habían demolido los muros de esta zona precisamente hasta el quinto nivel. En niveles superiores estos muros estaban ligeramente dañados.

### 5.3 Edificio " B "

#### 5.3.1 Datos.

En la figura 5.2 se esquematiza la planta típica y los marcos de la estructura. Las propiedades de niveles, columnas y vigas, se presentan en las tablas 5.7 y 5.8.

Se consideraron para el análisis las siguientes propiedades de materiales:

$$\begin{array}{l} \text{concreto} \left\{ \begin{array}{l} f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \\ E_c = 1.45 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \\ \text{acero} \left\{ \begin{array}{l} f_s = 4\,000 \text{ kg/cm}^2 \\ E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \\ \text{muros} \left\{ \begin{array}{l} E_m = 1.2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2 \\ G_m = 3.6 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{array}$$

datos obtenidos de planos estructurales y del Reglamento.

Las acciones en los nudos de los marcos debidas a las cargas básicas muerta (a), viva permanente (b) y viva accidental (c), se resumen en la tabla 5.9.

En las tablas 5.10a y 5.10b se muestra la obtención de las fuerzas para análisis estático (cargas básicas d y e). Por tener muros este edificio en ambas direcciones que contribuyen a la rigidez general de la estructura, valiendo por tanto el factor de ductilidad  $Q_x = Q_y = 2$ , las fuerzas resultan dos veces mayores para el análisis efectuado con base en el RCDF 1976, esto es,

$$\begin{aligned} c_x &= c_y = 0.24 / 2 = 0.12 && \text{(RCDF 1976)} \\ c_x &= c_y = 0.06 && \text{(RCDF 1966)} \end{aligned}$$

Las tablas 5.2a y 5.2b resumen las combinaciones de carga aplicadas, con los factores que afectan a cada una de las cargas básicas; las combinaciones #4 a #9 incluyen a las cargas básicas f a k (ver tabla 5.1), que hacen referencia a los espectros correspondientes.

Para determinar el ancho equivalente de la losa trabajando como viga, se utilizó la expresión estipulada por el RCDF 1976,

$$b_{eq} = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 L_2 / L_1} + 0.3 c = 0.5 L_2$$

- en donde  $L_2$  es el claro del tablero en la dirección en que se mide el ancho equivalente  
 $L_1$  es el claro perpendicular (en la dirección en que se analiza)  
 $c$  es la dimensión de la columna en dirección de  $L_2$

Se aplicó rigurosamente esta expresión, aunque nuevos estudios han dado lugar a expresiones más confiables, como se comenta en las conclusiones (capítulo 6).

### 5.3.2 Daños observados.

Los daños sufridos por este edificio fueron comparativamente más considerables que aquellos observados en el edificio "A". En la parte inferior de varias columnas de planta baja se tuvieron fallas, quedando al descubierto el refuerzo (todas las columnas en los ejes 1 y 3, además de 5F y 5H, figura 5.6).

Se detectaron también algunas fallas en vigas, aunque tanto el acabado de la losa aligerada (en planta baja) y los plafones (en niveles superiores), así como la configuración misma de la losa, dificultaron la determinación visual de estos daños. En la referencia 2.4 se atribuyen algunas de estas fallas a escasa capacidad de cortante en las vigas, en las zonas próximas a las uniones en columnas.

Los muros no estructurales de fachada exterior (ejes 1 y H), los cuales se tenían desde el segundo hasta el séptimo nivel, sufrieron daños considerables. En varios casos, el agrietamiento visible fue de hasta 20 mm.

Otros elementos no estructurales resultaron también considerablemente dañados, tales como ventanería en fachadas y muros divisorios interiores.

### 5.3.3 Resultados.

#### Propiedades dinámicas.

Las tablas 5.13a y 5.13b resumen períodos, factores de participación y configuraciones modales para cada uno de los primeros 9 modos de vibrar de la estructura. A diferencia de lo dicho para el edificio "A", se observa que para cada modo, el factor de participación  $L$  es del mismo orden en ambas direcciones ortogonales; esto es, existe acoplamiento entre los diferentes modos traslacionales y rotacionales. Al no poderse distinguir y separar vibraciones en cada una de las direcciones, se desprende que para casos como éste, el análisis sísmico no puede efectuarse independientemente para cada dirección.

## Desplazamientos.

También para el edificio "B", las solicitaciones más importantes se obtienen a partir de las consideraciones reglamentarias del RCDF de 1976, al no permitirse en éste reducciones a los espectros de diseño para desplazamientos, por concepto de ductilidad.

Los desplazamientos obtenidos con estas combinaciones de cargas (tabla 5.14), indican que en el marco 1 se rebasan los admisibles de entrepiso hasta en 10%; en el marco 7 se tienen desplazamientos del orden del 50% de los admisibles. Para los ejes ortogonales, en el marco H son del orden del 85% de los admisibles, mientras que en el marco A alcanzan el 20%, figura 5.2.

## Acciones mecánicas.

En la figura 5.5 se representan algunos de los diagramas P - M desarrollados para las columnas, junto con las acciones mecánicas obtenidas de los análisis. Para el caso de análisis por cargas gravitacionales únicamente (#1), en general no se alcanza el 50% de la resistencia en flexocompresión. Para las restantes (#2 a #9), de análisis por cargas sísmicas, se muestran varios casos en los que se rebasó la capacidad. Además, en muchos otros casos se aprecian márgenes de seguridad cercanos a la unidad.

En la figura 5.6 se resumen estos casos. Se indican aquellas columnas de planta baja en las cuales, como resultado de los análisis, la capacidad fue insuficiente ( $MS > 1$ ) o bien, en donde las acciones mecánicas obtenidas son cercanas a las de falla ( $0.66 > MS > 1$ ). Salta a la vista que estos casos se refieren a las columnas más alejadas del centro de torsión, el cual, debido principalmente a la presencia de muros en los ejes A y 7, se acerca al punto de intersección de éstos.

Las acciones mecánicas encontradas en las vigas se comportan de una manera similar. Para el análisis por cargas gravitacionales, sigue manteniéndose en general un margen de seguridad menor que 0.5. En cuanto a las combinaciones de carga #2 a #9, se muestran en la figura 5.7 varios casos en los que la capacidad en flexión no fue la mínima requerida, tanto para los requisitos reglamentarios, como para los espectros de respuesta del sismo.

Siguiendo el mismo procedimiento adoptado en 5.2.3, para el análisis de esfuerzos en muros, se tiene que para los desplazamientos de entrepiso calculados (superiores en toda la altura del edificio a 1 cm, y de hasta  $d_e > 2$  cm para las combinaciones de carga #2 y #3), se generan esfuerzos muy por encima de los admisibles. Para  $d_e = 1$  cm

$$= \frac{0.01}{2.65} = 0.0037$$

$$= 5.09 \text{ kg/cm}^2 > 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

Aún para las combinaciones #5 a #9, se tienen esfuerzos actuantes superiores a los admisibles.

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Como se anota a lo largo del capítulo 5, existe una buena correspondencia entre los resultados predichos por los análisis y los daños que de hecho se presentaron en las estructuras estudiadas. Esto indica que los procedimientos de modelación analítica en uso brindan en general un buen grado de confiabilidad.

Vale recalcar que los análisis lineales efectuados no son estrictamente válidos cuando se rebasan las capacidades calculadas con base en criterios elásticos, como es el caso del edificio "B". Una representación más exacta se lograría efectuando análisis no lineales, conocidos como "paso a paso", en los cuales se toman en cuenta estas capacidades límite para redefinir la matriz de rigideces al término de cada intervalo de tiempo considerado.

También en cuanto a la confiabilidad de la representación del comportamiento, se obtendrán mejores resultados de los procedimientos analíticos para estructuras básicamente "simples" en su concepción. Según Dornick (ref 6.1), una estructura es simple, si

- a. es simétrica
- b. no es demasiado elongada, tanto en planta como en elevación
- c. tiene una distribución uniforme y continua de rigideces

La falta de simetría, tanto en la disposición general de los marcos, como en la distribución de las rigideces, genera en el edificio "B" acoplamiento entre modos traslacionales ortogonales; también lleva a una contribución relativa de modos superiores más importante. Finalmente, se tiene que para obtener una representación analítica del edificio "B" igualmente confiable que la obtenida para el edificio "A", deben tomarse en cuenta en el análisis de aquél, más modos de vibración.

Respecto de la condición (b), puede decirse que una estructura demasiado elongada en planta es susceptible de verse sujeta en sus extremos a movimientos sísmicos no coincidentes, dificultándose el análisis. Si es demasiado alta, las columnas extremas generalmente se verán afectadas por solicitaciones fuertemente amplificadas, dificultándose también el diseño.

A diferencia del edificio " B ", en el edificio " A " se tiene que para sollicitaciones en una dirección en particular, resultan prácticamente nulos los valores de los factores de participación en la dirección ortogonal. Este hecho permite justificar la validez de análisis sísmicos que se realicen independientemente para marcos ortogonales en casos como éste, proceso más sencillo y menos costoso.

Siguiendo con criterios de análisis, se cumple en este trabajo de manera prácticamente invariable, que las acciones mecánicas máximas son obtenidas con las combinaciones de carga #2 y #3, o sea, por medio de análisis estáticos basados en requisitos reglamentarios. Aunque el RCDF 1976 establece que sólo edificios con altura mayor de 60 m deben como requisito ser analizados dinámicamente, puede concluirse que siempre será recomendable efectuar análisis dinámicos ( con excepción de edificios pequeños en donde la diferencia en costo implicada sea irrelevante ). Esto, puesto que acciones mecánicas de diseño menores, llevarán a elementos estructurales más ligeros y más económicos. Este ahorro seguramente será más importante que el incremento en el costo del análisis.

En cuanto a criterios de diseño, para el edificio " A " se tienen en columnas acciones mecánicas no mayores del 50% de las resistentes en flexocompresión, para análisis por cargas dinámicas; los márgenes de seguridad alcanzados en vigas, tanto en flexión como en cortante, son cercanos o superiores a la unidad.

Por lo que respecta al edificio " B ", las acciones mecánicas en columnas y en vigas superan a las resistentes, hasta en 30%.

Se desprende que, de haberse tenido un sismo de mayor intensidad, en el edificio " A " habrían aparecido articulaciones plásticas primero en vigas, requiriéndose de una entrada mucho más importante de energía al sistema, para llevar las columnas a la falla. En el edificio " B ", en cambio, las columnas y las vigas fallaron sensiblemente al mismo tiempo. Resulta claro que la falla de columnas implica daños más severos que la falla de vigas, y se comprueba por tanto la validez de la premisa " columnas fuertes - vigas débiles ".

En el edificio " B ", independientemente de lo anterior, se tienen esfuerzos no mayores del 50% de los admisibles para análisis por car-

gas gravitacionales únicamente, mientras que los análisis por sollicitaciones sísmicas indican sobreesfuerzos, para varios casos de carga, en buena parte de los elementos estructurales. Esto hace pensar que los efectos dinámicos en general, o al menos los de torsión en particular, no fueron considerados en el análisis. A la vista de los resultados, puede decirse que es muy importante no pasar por alto este aspecto del diseño, sobretodo cuando al hacerlo se ponen en juego vidas humanas.

La aplicación del criterio del RCDF 1976 para valuar el ancho equivalente,  $b_{eq}$ , de la losa que trabaja como viga (ver 5.3.1), ha sido cuestionada por varios autores (refs 5.2 y 5.3), principalmente para el caso de sistemas resueltos a base de losa plana aligerada. A pesar de que en algunos países los reglamentos de construcciones limitan severamente el empleo de estos sistemas para resistir acciones sísmicas, en México y otros países de América Latina su uso está muy difundido. Estudios experimentales han demostrado que la expresión mencionada sobreestima de manera importante la rigidez de las vigas, lo cual ha sido corroborado por el pobre comportamiento de estos sistemas en zonas en las que se tiene actividad sísmica. En el caso particular del edificio "B", los desplazamientos horizontales serían aún mayores que los aquí reportados, los cuales ya rebasan a los admisibles estipulados por el Reglamento.

Queda también de manifiesto, con base en los resultados descritos para los dos edificios estudiados, que el diseño de detalle de elementos no estructurales debe hacerse cuidadosamente; esto, de manera que ante sollicitaciones dinámicas realmente se comporten como parte integrante de la estructura. Concretamente, muros que en ambas estructuras seguramente no fueron diseñados para resistir fuerzas cortantes, se vieron sujetos a este tipo de esfuerzos, resultando considerablemente dañados.

## REFERENCIAS

- 2.1 Tuzo Wilson, J., "Deriva Continental y Tectónica de Placas", en *Scientific American*, EUA, 1976.
- 2.2 Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., "Fundamentos de Ingeniería Sísmica", México, 1976.
- 2.3 Singh, S. K. y Havskov, J., "Some Seismological Aspects of the Earthquakes of Oaxaca (29-11-78) and Petatlán (14-03-79)", V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, México, 1979.
- 2.4 Alonso, L. y coautores, "Informe Preliminar sobre el Sismo del 14 de Marzo de 1979 cerca de la Costa de Guerrero, Parte A", Instituto de Ingeniería, Informe IPS-5A, UNAM, México, 1979.
- 2.5 Meli, R., "Sismos y Construcciones en la Ciudad de México", en *Información Científica y Tecnológica*, CONACYT, México, 1979.
  
- 3.1 Clough, R. W. y Penzien, J., "Dynamics of Structures", EUA, 1975.
- 3.2 Biggs, J. M., "Structural Dynamics", EUA, 1964.
- 3.3 Wiegel, R. L. y coautores, "Earthquake Engineering", EUA, 1970.
  
- 4.1 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Capítulo XXI (Diseño por Sismos), en el *Diario Oficial*, México, 1966.
- 4.2 "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras", Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1976.

- 5.1 Wilson, E. L. y Dovey, H. H., "A Program for Three - Dimensional Static and Dynamic Analysis of Multistory Buildings", - University of California at Berkeley, EUA, 1976.
- 5.2 "Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal", Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (Publicación # 401) y Estructuras de Mampostería (Publicación # 403), Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1977.
- 5.3 Blume, J. A. y coautores, "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions", PCA, EUA, 1961.
- 5.4 González Cuevas, O.M. y coautores, "Concreto Reforzado", México, 1974.
  
- 6.1 Downrick, D. J., "Earthquake Resistant Design", G. B., 1977.
- 6.2 Meli, R. y Rodríguez, M., "Diseño Sísmico de Edificios con Losas Reticulares", V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, SMIS, México, 1979.
- 6.3 Bazán, E. y Dyer, J., "Análisis de la Rigidez de Sistemas de Piso en su Plano", Revista Ingeniería Sísmica # 29, México, 1983.

## **Tablas**

Tabla 5.1 Relación de cargas básicas incluidas en el análisis.

Carga básica	Descripción	RCDF 1966	RCDF 1976	Sismo 14 03 79
a	carga muerta			
b	carga viva permanente	150 kg/m <sup>2</sup>	120 + 420 (A) <sup>-1/2</sup>	
c	carga viva accidental	110 kg/m <sup>2</sup>	90 kg/m <sup>2</sup>	
d	fzas. est. RCDF xx	c = 0.12	(c/Q) <sub>A</sub> = 0.08 (c/Q) <sub>B</sub> = 0.12	
e	fzas. est. RCDF yy	c = 0.12	(c/Q) <sub>A</sub> = (c/Q) <sub>B</sub> = 0.12	
f	anál. din. RCDF xx	arts 270, 274	arts 234, 235, 236	
g	anál. din. RCDF yy	arts 270, 274	arts 234, 235, 236	
h	fzas. est. sismo xx			c = 0.072
i	fzas. est. sismo yy			c = 0.068
j	anál. din. sismo xx			fig 2.5
k	anál. din. sismo yy			fig 2.5

Tabla 5.2a Combinaciones de carga para los análisis según el RCDF 1966 .

Combinación	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	Tipo de análisis
1	1.4	1.4										gravitacional
2	1.1		.807	1.0								est. dir. xx
3	1.1		.807		1.0							est. dir. yy
4	1.1		.807			1.1						din. mod. xx
5	1.1		.807				1.1					din. mod. yy
6	1.1		.807							1.0		din. mod. xx
7	1.1		.807					1.22				est. dir. xx
8	1.1		.807								1.0	din. mod. yy
9	1.1		.807						1.13			est. dir. yy

Las cargas básicas (designadas como a, b, c, . . . , k) son las indicadas en la tabla 5.1 .

Tabla 5.2b Combinaciones de carga para los análisis según el RCDF 1976 .

Combinación	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	Tipo de análisis
1	1.4		1.4									gravitacional
2	1.1		0.66	1.0								est. dir. xx
3	1.1		0.66		1.0							est. dir. yy
4	1.1		0.66			1.1						din. mod. xx
5	1.1		0.66				1.1					din. mod. yy
6	1.1		0.66							1.0		din. mod. xx
7	1.1		0.66					1.22 (A) 0.61 (B)				est. dir. xx
8	1.1		0.66								1.0	din. mod. yy
9	1.1		0.66						0.66			est. dir. yy

Las cargas básicas (designadas como a, b, c, . . . , k) son las indicadas en la tabla 5.1.

Tabla 5.3 Edificio "A". Propiedades de los niveles.

Nivel	h	W (66)	W (76)	M (66)	M (76)	$I_{rot}$ (66)	$I_{rot}$ (76)
11	2.20	26.72	25.99	2.72	2.65	31.15	30.29
10	3.45	298.23	294.15	30.40	29.99	2 074.56	2 046.18
9	3.45	328.56	323.14	33.49	32.94	2 285.55	2 247.84
8	3.45	497.33	484.89	50.70	49.43	6 298.54	6 140.98
7	3.45	485.74	473.30	49.52	48.25	6 151.76	5 994.21
6	3.45	490.04	477.60	49.95	48.69	6 206.22	6 048.67
5	3.45	494.35	481.91	50.39	49.12	6 260.80	6 103.25
4	3.45	500.15	487.71	50.98	49.72	6 334.26	6 176.71
3	3.45	505.93	493.49	51.57	50.31	6 407.46	6 219.91
2	3.75	516.44	504.00	52.64	51.38	6 540.56	6 383.02
1	4.45	426.89	416.77	43.52	42.48	2 969.55	2 899.16
$\Sigma$		4 462.95	4 570.38				

Unidades en metros, toneladas, segundos.

h = altura de entrepiso; W = peso; M = masa;  $I_{rot}$  = Inercia rotacional

Tabla 5.4 Edificio "A". Propiedades de columnas y vigas.

Columna	Sección b x h	Refuerzo	Area	M. de I.
1	100 x 60	4#10 + 12#8	0.723	0.02518
2	90 60	16#8	0.648	0.02287
3	80 60	12#8	0.561	0.01876
4	70 60	8#8 + 2#6	0.481	0.01674
5	100 x 70	16#10	0.868	0.04242
6	90 70	12#10 + 4#8	0.783	0.03813
7	80 70	8#10 + 4#8	0.671	0.03128
8	70 70	12#8	0.571	0.02376
9	100 x 80	20#10	1.010	0.06415
10	90 80	16#10	0.888	0.05722
11	80 70	12#10	0.686	0.03272
12	70 70	12#8	0.571	0.02376
13	45 45	4#8	0.229	0.00444
14	60 x 100	4#10 + 12#8	0.723	0.06724
15	60 90	16#8	0.648	0.04899
16	60 80	12#8	0.561	0.03424
17	60 70	8#8 + 2#6	0.481	0.02090
18	70 x 100	16#10	0.868	0.08369
19	70 90	12#10 + 4#8	0.783	0.06144
20	70 80	8#10 + 4#8	0.671	0.04234
21	70 70	12#8	0.571	0.02376
22	80 x 100	20#10	1.010	0.09632
23	80 90	16#10	0.888	0.06819
24	70 80	12#10	0.686	0.04336
25	70 70	12#8	0.571	0.02376
26	45 45	4#8	0.229	0.00444

Areas e inercias se refieren a las de la sección transformada, y están indicadas en  $m^2$  y  $m^4$ , respectivamente.

Se consigna únicamente el refuerzo longitudinal en esta tabla.

Tabla 5.4 (Cont.) Edificio "A". Propiedades de columnas y vigas.

Viga	Sección b x h	M. de I.
1	20 x 105	0.03920
2	25 75	0.01767
3	25 75	0.01777
4	25 75	0.01787
5	35 x 75	0.02262
6	25 75	0.00096
7	25 75	0.02096
8	25 75	0.02118
9	25 x 75	0.02128
10	35 75	0.02732
11	40 x 75 y 105	0.05380
12	30 105	0.05241
13	40 x 75 y 105	0.03098
14	20 30	0.00099
15	40x 75 y 105	0.03027
16	40 75 y 105	0.03043

Inercias dadas en  $m^4$ . Secciones, tanto de columnas como de vigas, en  $cm \times cm$ .

El ancho equivalente de la losa que trabaja como viga (para el cálculo de los momentos de inercia) se calculó utilizando la expresión indicada en 5.3.1.

Tabla 5.5a Edificio "A" Acciones en los nudos de los marcos de -  
bidas a carga muerta. ( en ton, metros )

Marco	Crujía	Nivel	Momentos (a)	Cortantes (a)	C. rep. (a)
1 4	1a , 3a	9	0.948	0.964	0.456
	"	8 - 1	0.787	0.800	0.486
	2a	9	0.933	0.951	0.456
	"	8 - 1	0.777	0.790	0.486
2 3	1a , 3a	10	1.841	1.933	0.390
	"	9 - 5	1.678	1.762	0.390
	"	4 - 1	1.651	1.631	0.390
	2a	11	0.000	0.000	0.763
	"	10 - 5	1.651	1.631	1.160
	"	4 - 1	1.596	1.589	1.160
A D	1a , 3a	9	10.212	4.743	0.648
	"	8 - 7	8.485	3.940	1.454
	"	6 - 5	8.358	3.933	1.454
	"	4 - 3	8.243	3.929	1.454
	"	2 - 1	8.118	3.922	1.454
	2a	10	6.770	3.658	1.454
	"	9 - 7	5.624	3.039	1.454
	"	6 - 5	5.534	3.028	1.454
	"	4 - 3	5.444	3.017	1.454
	"	2 - 1	5.355	3.005	1.454
B C	1a , 3a	9	27.600	13.537	0.000
	"	8 - 7	24.145	13.537	0.000
	"	6 - 5	23.761	11.879	0.000
	"	4 - 3	23.401	11.833	0.000
	"	2 - 1	23.021	11.780	0.000
	2a	10	18.396	10.648	0.770
	"	9 - 7	16.105	9.410	0.770
	"	6 - 5	15.817	9.349	0.770
	"	4 - 3	15.530	9.289	0.770
	"	2 - 1	15.246	9.226	0.770

Tabla 5.5b Edificio "A" Acciones en los nudos de los marcos de -  
bidas a carga viva. ( en ton, metros )

Marco	Crujía	Nivel	M (b)	V (b)	M (c)	V (c)
1 4	1a , 3a	9	0.291	0.296	0.291	0.296
	"	8 - 1	0.437	0.444	0.815	0.828
	2a	9	0.287	0.293	0.287	0.293
	"	8 - 1	0.430	0.439	0.802	0.819
2 3	1a , 3a	10	0.566	0.612	0.566	0.612
	"	9 - 5	0.932	0.918	1.448	1.426
	"	4 - 1	0.917	0.907	1.425	1.409
	2a	10 - 5	0.917	0.907	1.425	1.409
	"	4 - 1	0.872	0.883	1.355	1.372
A D	1a , 3a	9	2.826	1.609	2.862	1.609
	"	8 - 7	4.297	1.337	5.645	1.757
	"	6 - 5	4.243	1.334	5.575	1.753
	"	4 - 3	4.205	1.331	5.525	1.749
	"	2 - 1	4.150	1.327	5.453	1.743
	2a	9	2.074	1.217	2.074	1.217
	"	8 - 7	3.113	1.010	4.304	1.396
	"	6 - 5	3.081	0.979	4.260	1.354
	"	4 - 3	3.050	0.972	4.217	1.344
	"	2 - 1	3.019	0.965	4.174	1.334
B C	1a , 3a	9	5.725	3.217	5.725	3.217
	"	8 - 7	8.587	4.826	9.989	5.614
	"	6 - 5	8.487	4.815	9.873	5.601
	"	4 - 3	8.399	4.804	9.770	5.588
	"	2 - 1	8.300	4.793	9.655	5.576
	2a	10	4.148	2.433	4.148	2.433
	"	9 - 7	6.225	3.649	7.544	4.422
	"	6 - 5	6.113	3.537	7.469	4.287
	"	4 - 3	6.100	3.512	7.393	4.256
	"	2 - 1	6.037	3.487	7.316	4.226

(a), (b) y (c) se refieren a las cargas básicas de la tabla 5.1.

Tabla 5.6a Edificio "A" Fuerzas para análisis estático según el RCDF 1966.

Nivel	$W_i$	$h_i$	$W_i h_i$	$W_i h_i$	$F_i$
11	26.72	38.00	1 015.40		3.14
10	298.23	35.80	10 676.63	1 015.40	33.05
9	328.56	32.35	10 628.92	11 692.03	32.90
8	497.33	28.90	14 372.84	22 320.95	44.49
7	485.74	25.45	12 362.08	36 693.79	38.27
6	490.04	22.00	10 780.88	49 055.87	33.37
5	494.35	18.55	9 170.19	59 836.75	28.39
4	500.15	15.10	7 552.27	69 006.94	23.38
3	505.93	11.65	5 894.08	76 559.21	18.25
2	516.44	8.20	4 234.81	82 453.29	13.10
1	426.89	4.45	1 899.66	86 688.10	5.88
				88 587.76	
$\Sigma$	4 570.38		88 587.76		274.22

$$c = 0.06; \quad V = c \Sigma W_i = 0.06 (4570.38) = 274.22 \text{ ton}$$

Unidades en toneladas, metros.

Tabla 5.6b Edificio "A" Fuerzas para análisis estático según el RCDF 1978.

Nivel	$W_l$	$h_l$	$W_l h_l$	$W_l h_l$	$F_l$
11	25.99	38.00	987.62		3.05
10	294.15	35.80	10 530.57	987.62	32.57
9	323.14	32.35	10 453.58	11 518.19	32.33
8	484.89	28.90	14 013.32	21 971.77	43.34
7	473.30	25.45	12 045.49	35 985.09	37.26
6	477.60	22.00	10 507.20	48 030.58	32.50
5	481.91	18.55	8 939.43	58 537.78	27.65
4	487.71	15.10	7 364.42	67 477.21	22.78
3	493.49	11.65	5 749.16	74 841.63	17.78
2	504.00	8.20	4 132.80	80 590.79	12.78
1	416.77	4.45	1 854.63	84 723.59	5.74
				86 578.21	
$\Sigma$	4462.95		86 578.21		267.78

$$V = \frac{c}{Q} \Sigma W_l = \frac{0.24}{4} (4462.95) = 267.78 \text{ ton}$$

Unidades en toneladas, metros.

Tabla 5.7 Edificio "B" Propiedades de los niveles.

Nivel	h	W (66)	W (76)	M (66)	M (76)	$I_{rot}$ (66)	$I_{rot}$ (76)
8	2.00	14.97	15.95	1.63	1.63	16.9	15.4
7	2.65	202.81	209.03	20.67	21.31	912.6	940.8
6	2.65	228.26	223.24	23.27	22.76	995.7	973.8
5	2.65	228.26	223.24	23.27	22.76	995.7	973.8
4	2.65	228.26	223.24	23.27	22.76	995.7	973.8
3	2.65	233.75	228.73	23.83	23.32	1024.4	1002.4
2	2.65	233.75	228.73	23.83	23.32	1024.4	1002.4
1	2.70	235.76	230.74	24.03	23.52	1032.8	1010.8
$\Sigma$		1582.90	1605.82				

Unidades en metros, toneladas, segundos.

h = altura de entrepiso; W = peso; M = masa;  $I_{rot}$  = inercia rotacional

Tabla 5.8 Edificio "B" Propiedades de columnas y vigas.

Columna	Sección b x h	Refuerzo	Area	M. de I.
1	30 x 30	4 # 8	0.117	0.00114
2	30 30	4 # 6	0.105	0.00094
3	30 30	4 # 4	0.097	0.00079
4	30 x 50	4 # 8	0.177	0.00457
5	30 50	8 # 8	0.205	0.00475
6	30 40	4 # 6	0.135	0.00210
7	30 40	4 # 4	0.127	0.00182
8	35 x 50	8 # 8	0.230	0.00654
9	50 50	8 # 8	0.305	0.00810
10	40 40	8 # 8	0.215	0.00391
11	50 x 30	4 # 8	0.177	0.00159
12	50 30	8 # 8	0.205	0.00205
13	40 30	4 # 6	0.135	0.00116
14	40 30	4 # 4	0.127	0.00102
15	50 x 35	8 # 8	0.230	0.00310

Areas y momentos de inercia se refieren a los de la sección trans - formada, y están indicados en  $m^2$  y  $m^4$ , respectivamente.

Se consigna únicamente el refuerzo longitudinal en esta tabla.

Tabla 5.8 (Cont.) Edificio "B". Propiedades de columnas y vigas.

Viga	Momento de Inercia
1	0.0030
2	0.0035
3	0.0038
4	0.0037
5	0.0045
6	0.0046
7	0.0048
8	0.0001
9	0.0042
10	0.0043
11	0.0044
12	0.0047
13	0.0041
14	0.0039
15	0.0040

Momentos de inercia dados en  $m^4$ .

El ancho equivalente de la losa que trabaja como viga se calculó utilizando la expresión indicada en 5.3.1.

Tabla 5.9a Edificio "B" Acciones en los nudos de los marcos de -  
bidas a carga muerta. ( en ton, metros )

Marco	Crujía	Nivel	Momentos (a)	Cortantes (a)	C. rep. (a)
1	1a - 3a	7	2.379	2.307	0.000
	"	6 - 1	3.000	2.897	0.000
3	1a	8	0.450	0.530	0.078
	"	7 - 1	1.316	1.560	0.468
	2a - 4a	7 - 1	4.758	4.614	0.000
5	1a	8	0.509	0.729	0.078
	"	7 - 1	1.490	2.134	0.000
	2a	7	2.379	2.307	0.000
	"	6 - 2	3.000	2.897	0.000
	"	1	4.758	4.614	0.000
	3a - 4a	7 - 1	4.758	4.614	0.000
7	1a	8	0.126	0.228	0.078
	"	7 - 1	0.000	0.000	0.546
	2a	7 - 3	0.000	0.000	0.273
	"	2	0.000	0.000	0.741
	"	1	2.379	2.307	0.468
	3a - 4a	7	2.379	2.307	0.000
	"	6 - 1	2.379	2.307	0.468
A	1a	8	0.759	0.746	0.078
	"	7 a 1	2.222	2.183	0.468
	2a	8	0.672	0.673	0.078
	"	7 - 1	0.000	0.000	0.741
B	1a	7	2.355	2.307	0.000
	"	6 - 1	2.968	2.895	0.000
	2a	8	0.703	0.703	0.078
	"	7 - 1	4.413	4.365	0.000
	3a	8	0.603	0.617	0.078
	"	7 - 2	0.000	0.000	0.741
	"	1	4.711	4.614	0.468

Tabla 5.9a (Cont.)

Marco	Crujía	Nivel	Momentos ( a )	Cortantes ( a )	C. rep. ( a )
D	1a - 2a	7 - 1	4.711	4.614	0.000
	3a	7	2.355	2.307	0.000
	"	6 - 2	2.968	2.895	0.000
	"	1	5.324	5.202	0.000
F	1a - 3a	7 - 1	4.711	4.614	0.000
H	1a - 3a	7	2.355	2.307	0.000
	"	6 - 1	2.968	2.895	0.000

Tabla 5.9b Edificio "B" Acciones en los nudos de los marcos de -  
bidas a carga viva. ( en ton, metros )

Marco	Crujía	Nivel	M ( b )	V ( b )	M ( c )	V ( c )
1	1a - 3a	7	0.313	0.303	0.313	0.303
	"	6 - 1	0.469	0.455	0.908	0.881
3	1a	8	0.173	0.204	0.173	0.204
	"	7 - 1	0.259	0.307	0.570	0.675
	2a - 4a	7	0.625	0.606	0.625	0.606
	"	6 - 1	0.938	0.909	1.505	1.458
5	1a	8	0.196	0.280	0.196	0.280
	"	7 - 1	0.294	0.421	0.585	0.838
	2a	7	0.313	0.303	0.313	0.303
	"	6 - 2	0.469	0.455	0.908	0.881
	"	1	0.938	0.909	1.505	1.458
	3a - 4a	7	0.625	0.606	0.625	0.606
"	6 - 1	0.938	0.909	1.505	1.458	
7	1a	8	0.048	0.088	0.048	0.088
	"	7 - 1	0.000	0.000	0.000	0.000
	2a	7 - 2	0.000	0.000	0.000	0.000
	"	1	0.969	0.455	0.908	0.881
	3a - 4a	7	0.313	0.303	0.313	0.303
	"	6 - 1	0.469	0.455	0.908	0.881
A	1a	8	0.292	0.287	0.292	0.287
	"	7 - 1	0.438	0.430	0.869	0.847
	2a	8	0.258	0.259	0.258	0.259
	"	7 - 1	0.000	0.000	0.000	0.000
B	1a	7	0.309	0.303	0.309	0.303
	"	6 - 1	0.484	0.455	0.899	0.881
	2a	8	0.270	0.270	0.270	0.270
	"	7	0.715	0.709	1.267	1.241
	"	6 - 1	0.870	0.860	1.267	1.241
	3a	8	0.232	0.237	0.232	0.237

Tabla 5.9b (Cont.)

Marco	Crujía	Nivel	M (b)	V (b)	M (c)	V (c)
B	3a	7 - 2	0.000	0.000	0.000	0.000
	"	1	0.929	0.909	1.490	1.458
D	1a - 2a	7	0.619	0.606	0.615	0.606
	"	6 - 1	0.929	0.909	1.490	1.458
	3a	7	0.309	0.303	0.309	0.303
	"	6 - 2	0.464	0.455	0.899	0.881
	"	1	0.929	0.909	1.490	1.458
F	1a - 3a	7	0.619	0.606	0.619	0.606
	"	6 - 1	0.929	0.909	1.490	1.458
H	1a - 3a	7	0.309	0.303	0.309	0.303
	"	6 - 1	0.464	0.455	0.899	0.881

(a), (b) y (c) se refieren a las cargas básicas de la tabla 5.1.

Tabla 5.10a Edificio "B" Fuerzas para análisis estático según el RCDF 1966.

Nivel	$W_l$	$h_l$	$W_l h_l$	$W_l h_l$	$F_l$
8	14.97	20.60	308.38	308.38	1.75
7	202.81	18.60	3772.27	4080.65	21.45
6	228.26	15.95	3640.75	7721.40	20.70
5	228.26	13.30	3035.86	10757.25	17.26
4	228.26	10.65	2430.97	13188.22	13.82
3	233.75	8.00	1870.00	15058.22	10.63
2	233.75	5.35	1250.56	16308.78	7.11
1	235.76	2.70	636.55	16945.34	3.62
$\Sigma$	1605.82		16945.34		96.35

$$c = 0.06; \quad V = c \Sigma W_l = 0.06 (1605.82) = 96.35 \text{ ton}$$

Unidades en toneladas, metros.

Tabla 5.10b Edificio "B" Fuerzas para análisis estático según el RCDF 1976 .

Nivel	$W_i$	$h_i$	$W_i h_i$	$W_i h_i$	$F_i$
8	15.95	20.60	328.57		3.70
				328.57	
7	209.03	18.60	3887.96		43.90
				4216.53	
6	223.24	15.95	3580.68		40.20
				7777.21	
5	223.24	13.30	2969.09		33.52
				10746.30	
4	223.24	10.65	2377.15		26.84
				13123.81	
3	228.73	8.00	1829.84		20.66
				14953.65	
2	228.73	5.35	1223.71		13.82
				16177.36	
1	230.74	2.70	623.00		7.04
				16800.36	
$\Sigma$	1582.90		16800.36		189.68

$$\begin{aligned} c &= 0.24 \\ Q &= 2 \end{aligned}$$

$$V = \frac{c}{Q} \Sigma W_i = \frac{0.24}{2} (1582.90) = 189.68 \text{ ton}$$

Unidades en toneladas, metros.

Tabla 5.11 a Edificio "A" Propiedades dinámicas según el RCDF 1966.

Nivel \ Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
11 x	-.6958	.0000	.1087	-.8311	-.0000	.1899	.9933	.0000	.1217
11 y	.0000	.6832	.0000	.0000	.8705	.0000	.0000	1.2138	.0000
11 rot	.0044	-.0000	.0620	-.0042	-.0000	.0765	.0013	-.0000	.0760
10 x	-.8555	.0000	.4695	-.7755	-.0000	.5734	.7754	-.0000	.4229
10 y	-.0000	.6706	-.0000	-.0000	.7624	.0000	.0000	.8369	.0000
10 rot	.0044	-.0000	.0610	-.0036	-.0000	.0706	.0001	-.0000	.0633
9 x	-.6815	-.0000	-.2671	-.5692	.0000	-.3294	.9364	.0000	-.4066
9 y	-.0000	.6480	-.0000	-.0000	.5776	.0000	.0000	.3071	.0000
9 rot	.0047	.0000	.0588	-.0003	-.0000	.0541	-.0088	-.0000	.0269
8 x	-.6143	.0000	.0668	-.3201	.0000	-.1457	-.2672	.0000	-.3688
8 y	.0000	.6160	.0000	.0000	.3374	.0000	-.0000	-.2159	-.0000
8 rot	.0051	.0000	.0559	.0044	-.0000	.0324	-.0209	.0000	-.0137
7 x	-.5615	.0000	.0540	-.0337	.0000	-.1521	-.5816	-.0000	-.0001
7 y	-.0000	.5707	.0000	.0000	.0456	.0000	-.0000	-.5613	-.0000
7 rot	.0049	-.0000	.0519	.0049	-.0000	.0079	-.0172	.0000	-.0404
6 x	-.4939	-.0000	.0399	.2531	.0000	-.0894	-.5292	-.0000	.3785
6 y	-.0000	.5106	.0000	-.0000	-.2511	-.0000	.0000	-.5663	-.0000
6 rot	.0047	-.0000	.0467	.0045	.0000	-.0176	-.0067	.0000	-.0425
5 x	-.4191	.0000	.0251	.4696	.0000	.0027	-.1782	-.0000	.3845
5 y	-.0000	.4412	-.0000	-.0000	-.4717	-.0000	.0000	-.2564	-.0000
5 rot	.0044	-.0000	.0406	.0036	.0000	-.0378	.0053	.0000	-.0208

Tabla 5.11a (Cont.)

Nivel \ Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4 x	-.3504	-.0000	.0122	.5820	-.0000	.0794	.2013	.0000	.1049
4 y	.0000	.3618	-.0000	.0000	-.5911	-.0000	.0000	.1731	.0000
4 rot	.0040	.0000	.0337	.0024	.0000	-.0499	.0152	-.0000	.0110
3 x	-.2917	-.0000	.0024	.5748	-.0000	.1128	.3935	.0000	-.1854
3 y	.0000	.2771	-.0000	.0000	-.5830	-.0000	.0000	.4858	.0000
3 rot	.0036	.0000	.0268	.0011	.0000	-.0515	.0197	-.0000	.0343
2 x	-.2108	.0000	-.0081	.4731	-.0000	.1218	.4674	.0000	-.4003
2 y	.0000	.1867	-.0000	-.0000	-.4607	-.0000	-.0000	.5500	.0000
2 rot	.0031	-.0000	.0191	-.0002	.0000	-.0432	.0184	-.0000	.0403
1 x	-.0944	-.0000	.0495	.2528	.0000	-.0715	.3721	-.0000	-.1440
1 y	-.0000	.0859	-.0000	-.0000	-.2320	-.0000	-.0000	.3257	.0000
1 rot	.0017	-.0000	.0094	-.0002	.0000	-.0231	.0110	-.0000	.0237
Período (T)	0.988	0.791	0.727	0.352	0.267	0.251	0.195	0.157	0.144
L <sub>e-w</sub>	-19.749	0.000	1.741	6.873	-0.000	0.083	3.115	0.000	-1.239
L <sub>n-s</sub>	0.000	19.514	0.000	0.000	-6.586	0.000	0.000	3.570	0.000

Tabla 5.11 b Edificio "A"

Propiedades dinámicas según el RCDF 1976.

Nivel	Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
11	x	-.7042	.0000	.1098	-.8389	-.0000	.1903	.9989	-.0000	.1153
11	y	.0000	.6914	.0000	.0000	.8792	.0000	.0000	-1.2219	.0000
11	rot	.0044	-.0000	.0627	-.0043	-.0000	.0774	.0010	.0000	.0769
10	x	-.6636	.0000	.4747	-.7830	-.0000	.5778	.7785	.0000	.4219
10	y	-.0000	.6786	-.0000	-.0000	.7701	.0000	.0000	-.8431	.0000
10	rot	.0044	-.0000	.0617	-.0037	-.0000	.0713	-.0002	.0000	.0639
9	x	-.6893	-.0000	-.2708	-.5736	.0000	-.3339	.3374	-.0000	-.4111
9	y	-.0000	.6556	-.0000	-.0000	.5823	.0000	.0000	-.3061	.0000
9	rot	.0047	.0000	.0595	-.0003	-.0000	.0545	-.0091	.0000	.0269
8	x	-.6214	.0000	.0670	-.9209	.0000	-.1494	-.2736	-.0000	-.3712
8	y	.0000	.6231	.0000	.0000	.3386	.0000	-.0000	.2226	-.0000
8	rot	.0051	.0000	.0565	.0045	-.0000	.0325	-.0213	-.0000	-.0141
7	x	-.5678	.0000	.0540	-.0313	.0000	-.1551	-.5898	.0000	.0028
7	y	-.0000	.5772	.0000	.0000	.0435	.0000	-.0000	.5700	-.0000
7	rot	.0050	-.0000	.0525	.0051	-.0000	.0078	-.0174	-.0000	-.0410
6	x	-.4994	-.0000	.0397	.2581	.0000	-.0907	-.5350	.0000	.3838
6	y	-.0000	.5162	.0000	.0000	-.2561	-.0000	.0000	.5726	-.0000
6	rot	.0047	-.0000	.0472	.0046	.0000	-.0180	-.0068	-.0000	-.0431
5	x	-.4237	.0000	.0249	.4762	-.0000	.0034	-.1792	.0000	.3881
5	y	-.0000	.4461	-.0000	-.0000	-.4785	-.0000	.0000	.2579	-.0000
5	rot	.0044	-.0000	.0410	.0037	.0000	-.0384	.0055	-.0000	-.0210

Tabla 5.11b (Cont.)

Nivel	Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4	x	-.3541	-.0000	.0119	.5892	-.0000	.0816	.2046	-.0000	.1050
4	y	.0000	.3658	-.0000	.0000	-.5985	-.0000	.0000	-.1765	.0000
4	rot	.0040	.0000	.0341	.0025	.0000	-.0505	.0155	.0000	.0112
3	x	-.2948	-.0000	.0021	.5816	-.0000	.1155	.3986	-.0000	-.1878
3	y	.0000	.2801	-.0000	-.0000	-.5898	-.0000	.0000	-.4923	.0000
3	rot	.0038	.0000	.0270	.0011	.0000	-.0521	.0200	.0000	.0348
2	x	-.2129	.0000	-.0085	.4785	-.0000	.1245	.4730	-.0000	-.4042
2	y	.0000	.1887	-.0000	-.0000	-.4659	-.0000	-.0000	-.5568	.0000
2	rot	.0031	-.0000	.0193	-.0000	.0000	-.0437	.0187	.0000	.0409
1	x	-.0954	-.0000	.0499	.2558	.0000	-.0715	.3768	.0000	-.1443
1	y	-.0000	.0869	-.0000	-.0000	-.2346	-.0000	-.0000	-.3296	.0000
1	rot	.0017	-.0000	.0095	-.0002	.0000	-.0233	.0112	.0000	.0240
Período (T)		0.977	0.782	0.719	0.348	0.264	0.248	0.193	0.155	0.142
L <sub>e-w</sub>		-19.514	0.000	1.708	6.799	-0.000	0.094	3.081	-0.000	-1.219
L <sub>n-s</sub>		-0.000	19.514	-0.000	-0.000	-6.586	-0.000	-0.000	-3.570	0.000

Tabla 5.12 Edificio "A" Desplazamientos de la estructura. MARCO 1 ( en cm )

		Combinación de carga								
Nivel		1	2	3	4	5	6	7	8	9
<u>RCDF 1966</u>	9	.000	2.381	.000	2.308	.000	2.558	2.905	.000	.000
	8	"	2.269	"	2.204	"	2.446	2.768	"	"
	7	"	2.079	"	2.031	"	2.254	2.538	"	"
	6	"	1.835	"	1.804	"	2.003	2.238	"	"
	5	"	1.568	"	1.553	"	1.723	1.913	"	"
	4	"	1.324	"	1.318	"	1.462	1.615	"	"
	3	"	1.118	"	1.112	"	1.234	1.364	"	"
	2	"	.830	"	.828	"	.919	1.013	"	"
	1	"	.418	"	.417	"	.463	.510	"	"
<u>RCDF 1976</u>	9	.000	9.307	.000	9.064	.000	2.498	2.839	.000	.000
	8	"	8.867	"	8.665	"	2.388	2.704	"	"
	7	"	8.122	"	7.981	"	2.200	2.477	"	"
	6	"	7.168	"	7.090	"	1.954	2.186	"	"
	5	"	6.124	"	6.100	"	1.681	1.868	"	"
	4	"	5.172	"	5.175	"	1.426	1.577	"	"
	3	"	4.366	"	4.367	"	1.204	1.332	"	"
	2	"	3.243	"	3.251	"	.896	.989	"	"
	1	"	1.633	"	1.638	"	.452	.498	"	"

Tabla 5.12 (Cont.)

Edificio " A "

MARCO 2

		Combinación de carga									
		Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<u>RCDF 1966</u>		11	.000	2.446	.000	2.119	.000	2.503	3.023	.000	.000
		10	"	2.392	"	2.075	"	2.454	2.960	"	"
		9	"	2.276	"	1.981	"	2.359	2.835	"	"
		8	"	2.117	"	1.851	"	2.230	2.667	"	"
		7	"	1.921	"	1.687	"	2.043	2.431	"	"
		6	"	1.677	"	1.479	"	1.803	2.133	"	"
		5	"	1.410	"	1.249	"	1.538	1.807	"	"
		4	"	1.166	"	1.040	"	1.292	1.510	"	"
		3	"	.961	"	.862	"	1.081	1.260	"	"
		2	"	.683	"	.615	"	.789	.915	"	"
		1	"	.335	"	.303	"	.393	.455	"	"
<u>RCDF 1976</u>		11	.000	9.691	.000	8.675	.000	2.445	2.956	.000	.000
		10	"	9.488	"	8.703	"	2.398	2.894	"	"
		9	"	9.086	"	8.365	"	2.305	2.771	"	"
		8	"	8.544	"	7.903	"	2.178	2.606	"	"
		7	"	7.788	"	7.240	"	1.995	2.375	"	"
		6	"	6.832	"	6.389	"	1.760	2.084	"	"
		5	"	5.788	"	5.446	"	1.501	1.765	"	"
		4	"	4.836	"	4.576	"	1.261	1.475	"	"
		3	"	4.033	"	3.828	"	1.055	1.230	"	"
		2	"	2.929	"	2.794	"	.770	.893	"	"
		1	"	1.455	"	1.392	"	.384	.444	"	"

Tabla 5.12 (Cont.) Edificio "A" MARCO 3

		Combinación de carga								
	Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<u>RCDF 1966</u>	11	.000	2.446	.000	2.119	.000	2.350	2.984	.000	.000
	10	"	2.392	"	2.075	"	2.302	2.918	"	"
	9	"	2.276	"	1.981	"	2.198	2.777	"	"
	8	"	2.117	"	1.851	"	2.053	2.583	"	"
	7	"	1.921	"	1.687	"	1.871	2.344	"	"
	6	"	1.677	"	1.479	"	1.641	2.046	"	"
	5	"	1.410	"	1.249	"	1.386	1.720	"	"
	4	"	1.166	"	1.040	"	1.153	1.423	"	"
	3	"	.961	"	.862	"	.955	1.173	"	"
	2	"	.683	"	.615	"	.682	.833	"	"
	1	"	.335	"	.303	"	.336	.408	"	"
<u>RCDF 1976</u>	11	.000	9.568	.000	8.339	.000	2.298	2.918	.000	.000
	10	"	9.357	"	8.166	"	2.250	2.854	"	"
	9	"	8.901	"	7.796	"	2.148	2.715	"	"
	8	"	8.276	"	7.281	"	2.006	2.524	"	"
	7	"	7.510	"	6.634	"	1.828	2.290	"	"
	6	"	6.553	"	5.814	"	1.602	1.999	"	"
	5	"	5.508	"	4.910	"	1.353	1.680	"	"
	4	"	4.556	"	4.085	"	1.126	1.390	"	"
	3	"	3.755	"	3.385	"	.933	1.145	"	"
	2	"	2.667	"	2.416	"	.666	.813	"	"
	1	"	1.308	"	1.188	"	.327	.399	"	"

Tabla 5.12 (Cont.)

Edificio "A"

MARCO 4

		Combinación de carga								
Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
<u>RCDF 1966</u>	10	.000	2.351	.000	1.914	.000	2.125	2.868	.000	.000
	9	"	2.219	"	1.811	"	2.010	2.707	"	"
	8	"	2.034	"	1.664	"	1.848	2.481	"	"
	7	"	1.836	"	1.505	"	1.671	2.239	"	"
	6	"	1.591	"	1.307	"	1.451	1.941	"	"
	5	"	1.323	"	1.089	"	1.209	1.614	"	"
	4	"	1.080	"	.892	"	.990	1.318	"	"
	3	"	.876	"	.728	"	.808	1.068	"	"
	2	"	.602	"	.502	"	.556	.734	"	"
	1	"	.289	"	.241	"	.268	.353	"	"
<u>RCDF 1976</u>	10	.000	9.199	.000	7.540	.000	2.079	2.808	.000	.000
	9	"	8.680	"	7.131	"	1.966	2.647	"	"
	8	"	7.953	"	6.553	"	1.806	2.426	"	"
	7	"	7.176	"	5.924	"	1.633	2.189	"	"
	6	"	6.217	"	5.142	"	1.418	1.896	"	"
	5	"	5.171	"	4.283	"	1.181	1.577	"	"
	4	"	4.220	"	3.508	"	.967	1.287	"	"
	3	"	3.421	"	2.863	"	.789	1.044	"	"
	2	"	2.352	"	1.971	"	.543	.717	"	"
	1	"	1.130	"	.948	"	.261	.345	"	"

Tabla 5.12 (Cont.) Edificio "A" MARCOS A y D

		Combinación de carga								
Nivel		1	2	3	4	5	6	7	8	9
<u>RCDF 1966</u>	10	-.033	.056	1.489	.121	1.191	.143	.063	1.096	1.686
	9	.003	.041	1.459	.159	1.177	.175	.051	1.085	1.649
	8	.005	.067	1.376	.157	1.113	.179	.081	1.025	1.555
	7	.005	.069	1.268	.151	1.031	.172	.084	.949	1.433
	6	.005	.070	1.129	.142	.922	.161	.084	.849	1.276
	5	.004	.069	.972	.131	.797	.149	.083	.734	1.098
	4	.004	.068	.795	.119	.654	.135	.083	.602	.898
	3	.003	.067	.607	.106	.501	.120	.082	.461	.687
	2	.002	.063	.409	.089	.330	.100	.077	.311	.462
	1	.002	.036	.188	.048	.155	.053	.044	.143	.212
<u>RCDF 1976</u>	10	-.034	.145	5.695	.555	5.195	.139	.061	1.064	1.654
	9	.003	.166	5.700	.601	5.044	.170	.049	1.054	1.618
	8	.005	.250	5.388	.631	4.787	.174	.079	.995	1.525
	7	.005	.258	4.967	.609	4.434	.167	.081	.922	1.405
	6	.005	.260	4.421	.571	3.965	.157	.082	.824	1.251
	5	.004	.259	3.806	.528	3.427	.145	.081	.712	1.077
	4	.004	.258	3.112	.478	2.811	.131	.080	.584	.860
	3	.003	.256	2.379	.426	2.154	.117	.079	.448	.673
	2	.002	.242	1.601	.357	1.451	.098	.075	.302	.453
	1	.002	.137	.737	.191	.668	.052	.043	.138	.208

Tabla 5.12 (Cont.) Edificio "A" MARCOS B y C

		Combinación de carga								
Nivel		1	2	3	4	5	6	7	8	9
<u>RCDF 1966</u>	11	-.018	-.003	1.533	.036	1.226	.043	-.001	1.129	1.734
	10	-.033	-.014	1.489	.024	1.191	.031	-.012	1.096	1.686
	9	.003	.017	1.459	.053	1.177	.060	.020	1.085	1.649
	8	.005	.017	1.376	.050	1.113	.057	.022	1.025	1.555
	7	.005	.018	1.268	.048	1.031	.055	.023	.949	1.433
	6	.005	.018	1.129	.045	.922	.051	.023	.849	1.276
	5	.004	.019	.972	.042	.797	.047	.023	.734	1.098
	4	.004	.019	.795	.038	.654	.043	.024	.602	.898
	3	.003	.020	.607	.034	.501	.038	.024	.461	.687
	2	.002	.019	.409	.029	.338	.032	.023	.311	.462
	1	.002	.010	.188	.015	.155	.017	.013	.143	.212
<u>RCDF 1976</u>	11	-.018	.025	6.032	.181	5.305	.042	-.001	1.097	1.701
	10	-.034	.016	5.895	.169	5.195	.030	-.012	1.064	1.654
	9	.008	.059	5.700	.202	5.044	.058	.020	1.054	1.618
	8	.005	.078	5.388	.208	4.787	.055	.021	.995	1.525
	7	.005	.081	4.967	.200	4.434	.053	.022	.922	1.405
	6	.005	.081	4.421	.188	3.965	.050	.022	.824	1.251
	5	.004	.082	3.808	.174	3.427	.046	.023	.712	1.077
	4	.004	.083	3.112	.158	2.811	.042	.023	.584	.880
	3	.003	.083	2.379	.140	2.154	.037	.024	.448	.673
	2	.002	.078	1.601	.118	1.451	.031	.023	.302	.453
	1	.002	.044	.737	.063	.668	.016	.013	.138	.208

Tabla 5.13a Edificio "B" Propiedades dinámicas según el RCDF 1966.

Nivel \ Modo		1	2	3	4	5	6	7	8	9
8	x	-.5496	-.9888	.6993	.6126	-1.1266	-.6597	-.5397	-1.3569	.6212
8	y	-.4964	1.0624	1.4600	.3461	.8469	-1.5194	-.1419	.6871	.4525
8	rot	.0828	.0396	.1659	-.1107	-.0003	-.1263	.1370	-.0289	-.1088
7	x	-.5796	-.9481	.5026	.5428	-.8399	-.3621	-.4258	-.7573	.3258
7	y	-.8735	.7699	.4485	.7383	.6318	-.4676	-.6510	.5182	.5764
7	rot	.0757	.0373	.1594	-.0865	.0024	-.1178	.1012	-.0143	-.0589
6	x	-.5301	-.8494	.4425	.2324	-.9309	-.1178	.2336	.3609	-.4981
6	y	-.8818	.6345	.1674	.3970	.2471	.0799	.2536	-.2528	-.7990
6	rot	.0707	.0320	.1431	-.0474	-.0064	-.0548	-.0067	-.0155	.0544
5	x	-.4462	-.7083	.3674	-.1836	.2711	.1447	.5863	.9516	-.1957
5	y	-.7415	.5231	.1095	-.2355	-.2201	.2669	.8784	-.6803	-.2984
5	rot	.0608	.0283	.1214	.0113	-.0113	.0336	-.0841	-.0064	.0091
4	x	-.3401	-.5378	.2753	-.4978	.7307	.3018	.1681	.3633	.4824
4	y	-.5618	.3931	.0713	-.7231	-.6729	.2457	.2560	-.2307	.8073
4	rot	.0487	.0205	.0948	.0583	-.0139	.1168	-.0427	-.0007	-.0794

Tabla 5.13a (Cont.)

Nivel \ Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3 x	-.2458	-.3660	.1935	-.5516	.6340	.9311	-.3192	-.4275	.2020
3 y	-.3907	.2890	.0808	-.7728	-.6515	.2778	-.4539	.3247	.2591
3 rot	.0344	.0152	.0665	.0684	-.0151	.1498	.0202	.0049	-.0123
2 x	-.1460	-.2325	.1216	-.4241	.6584	.2520	-.5252	-.7928	-.3487
2 y	-.2297	.1713	.0481	-.5868	-.5076	.2019	-.7430	.5758	-.5952
2 rot	.0205	.0090	.0428	.0529	-.0127	.1294	.0532	.0106	.0814
1 x	-.0609	-.0992	.0568	-.2007	.3220	.1347	-.3158	-.4992	-.3204
1 y	-.0941	.0701	.0170	-.2722	-.2407	.0947	-.4381	.3503	-.5227
1 rot	.0088	.0036	.0192	.0253	-.0081	.0691	.0341	.0065	.0683

Período (T)	0.909	0.848	0.629	0.321	0.292	0.210	0.185	0.166	0.136
L e - w	-5.377	-6.626	4.523	-2.512	3.771	1.545	-1.463	-2.041	-0.781
L n - s	-8.582	6.581	2.322	-3.458	-3.026	1.444	-2.073	1.492	-1.371

Tabla 5.13b Edificio "B" Propiedades dinámicas según el RCDF 1976 .

Nivel \ Modo		1	2	3	4	5	6	7	8	9
8	x	-.5438	-.9880	.6934	.6110	-1.1292	.6562	-.5458	1.3548	.6210
8	y	-.4890	1.0533	1.4633	.3521	.8528	1.5328	-.1533	-.6975	.4684
8	rot	.0827	.0390	.1653	-.1107	.0009	.1298	.1394	.0281	-.1128
7	x	-.5745	-.9461	.4989	.5456	-.8514	.3663	-.4392	.7834	.3450
7	y	-.8670	.7657	.4669	.7443	.6373	.4837	-.6651	-.5332	.6037
7	rot	.0757	.0367	.1587	-.0864	.0032	.1193	.1024	.0138	-.0612
6	x	-.5267	-.8496	.4405	.2442	-.3605	.1287	.2122	-.3242	-.4826
6	y	-.8778	.6331	.1766	.4139	.2609	-.0644	.2225	.2280	-.7739
6	rot	.0709	.0315	.1427	-.0484	-.0057	.0574	-.0036	.0156	.0527
5	x	-.4442	-.7099	.3665	-.1692	.2512	-.1345	.5805	-.9416	-.2074
5	y	-.7397	.5229	.1178	-.2179	-.2041	-.2580	.8699	.6731	-.3180
5	rot	.0608	.0259	.1212	.0101	-.0108	-.0305	-.0827	.0066	.0113
4	x	-.3391	-.5398	.2752	-.4862	.7189	-.2965	.1752	-.3770	.4736
4	y	-.5613	.3935	.0779	-.7122	-.5603	-.2437	.2690	.2400	.7954
4	rot	.0469	.0203	.0948	.0575	-.0136	-.1142	-.0433	.0008	-.0783

Tabla 5.13b (Cont.)

Nivel	Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	x	-.2453	-.3878	.1937	-.5437	.8286	-.3295	-.3091	.4126	.2039
3	y	-.3906	.2896	.0858	-.7674	-.6431	-.2778	-.4411	-.3145	.2634
3	rot	.0346	.0150	.0685	.0680	-.0150	-.1479	.0195	-.0048	-.0132
2	x	-.1458	-.2339	.1218	-.4198	.6571	-.2521	-.5198	.7856	-.3419
2	y	-.2297	.1718	.0492	-.5851	-.5033	-.2033	-.7373	-.5709	-.5851
2	rot	.0207	.0089	.0428	.0529	-.0127	-.1285	.0531	-.0106	.0798
1	x	-.0609	-.0998	.0569	-.1990	.3219	-.1349	-.3138	.4972	-.3162
1	y	-.0941	.0705	.0183	-.2718	-.2391	-.0957	-.4367	-.3490	-.5170
1	rot	.0088	.0036	.0192	.0253	-.0061	-.0688	.0342	-.0066	.0673
<hr/>										
Perfodo (T)		0.912	0.847	0.630	0.322	0.293	0.211	0.186	0.167	0.137
L e - w		-5.397	-8.713	4.544	-2.510	3.800	-1.556	-1.469	2.054	-0.784
L n - s		-8.641	6.618	2.401	-3.485	-3.030	-1.459	-2.088	-1.502	-1.379

Tabla 5.14 Edificio "B" Desplazamientos de la estructura. MARCO 1 ( en cm )

		Combinación de carga								
Nivel		1	2	3	4	5	6	7	8	9
RCDT 1966	7	.268	2.403	.498	1.648	1.800	1.906	2.889	1.693	.537
	6	.207	2.140	.473	1.456	1.614	1.988	2.577	1.516	.514
	5	.146	1.776	.397	1.202	1.343	1.396	2.142	1.261	.434
	4	.092	1.343	.288	.907	1.016	1.056	1.624	.953	.317
	3	.054	.970	.206	.651	.733	.759	1.174	.687	.228
RCDT 1976	2	.023	.574	.113	.385	.432	.449	.697	.404	.125
	1	.007	.241	.046	.161	.181	.188	.292	.169	.051
	7	.677	11.836	1.729	9.962	5.474	2.059	2.867	1.822	.524
	6	.510	10.120	1.660	8.591	4.601	1.822	2.554	1.631	.501
RCDT 1976	5	.352	8.088	1.403	6.906	3.629	1.507	2.119	1.356	.423
	4	.216	5.913	1.024	5.062	2.632	1.140	1.604	1.025	.308
	3	.126	4.162	.744	3.588	1.833	.820	1.160	.739	.222
	2	.056	2.048	.414	2.084	1.056	.486	.688	.436	.122
	1	.017	.989	.171	.852	.432	.204	.289	.183	.050

Tabla 5.14 (Cont.) . Edificio "B" MARCO 3

Combinación de carga

Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
RCDT 1986	8	.246	2.293	.326	1.429	1.467	1.652	2.757	1.380	.345	
	7	.163	2.066	.244	1.274	1.307	1.481	2.494	1.266	.260	
	6	.125	1.845	.230	1.129	1.168	1.314	2.230	1.098	.247	
	5	.087	1.534	.190	.932	.970	1.087	1.857	.909	.208	
	4	.053	1.161	.135	.702	.732	.820	1.408	.686	.148	
	3	.031	.837	.097	.504	.528	.589	1.017	.494	.106	
	2	.012	.500	.051	.299	.312	.350	.608	.291	.056	
	1	.004	.212	.020	.126	.131	.147	.259	.122	.022	
	RCDT 1976	8	.748	12.383	1.227	9.228	5.594	1.783	2.738	1.486	.336
		7	.478	10.093	.891	7.506	4.515	1.602	2.475	1.325	.253
6		.359	8.659	.833	6.441	3.806	1.420	2.208	1.183	.240	
5		.246	6.946	.688	5.153	3.004	1.174	1.836	.981	.200	
4		.148	5.092	.492	3.756	2.173	.886	1.391	.740	.144	
3		.087	3.580	.354	2.634	1.508	.636	1.003	.533	.103	
2		.037	2.092	.189	1.521	.873	.378	.600	.315	.054	
1		.011	.872	.075	.628	.360	.159	.255	.132	.021	

Tabla 5.14 (Cont.) Edificio "B" MARCO 5

Combinación de carga

Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9		
RCDI 1976	8	.124	1.913	.030	1.075	.984	1.261	2.313	.904	.012	
	7	.058	1.730	.010	.951	.850	1.124	2.101	.793	.016	
	6	.044	1.549	.014	.849	.759	1.004	1.883	.708	.020	
	5	.028	1.292	.017	.704	.629	.834	1.571	.588	.022	
	4	.014	.980	.017	.530	.473	.628	1.193	.440	.021	
	3	.009	.705	.012	.381	.341	.451	.859	.317	.015	
	2	.002	.426	.012	.227	.202	.270	.520	.188	.013	
	1	.000	.184	.006	.098	.066	.116	.225	.080	.007	
	RCDI 1976	8	.450	9.787	.165	6.187	4.440	1.365	2.296	.978	-.021
		7	.280	8.350	.053	5.171	3.732	1.219	2.084	.862	.017
6		.207	7.198	.006	4.408	3.197	1.088	1.863	.768	.020	
5		.139	5.805	-.026	3.505	2.555	.903	1.552	.636	.022	
4		.080	4.272	-.040	2.536	1.857	.679	1.177	.477	.021	
3		.047	2.998	-.037	1.762	1.292	.487	.847	.344	.015	
2		.019	1.775	-.035	1.021	.758	.291	.512	.204	.013	
1		.006	.754	-.020	.424	.320	.125	.221	.087	.007	

Tabla 5.14 (Cont.) Edificio "B" MARCO 7

Combinación de carga

Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
RCDT 1966	8	.002	1.533	.265	.827	.593	1.008	1.869	.549	.300
	7	.047	1.394	.263	.729	.511	.899	1.708	.470	.293
	6	.037	1.254	.257	.665	.467	.818	1.536	.429	.287
	5	.030	1.050	.224	.559	.392	.688	1.266	.361	.250
RCDT 1976	4	.024	.798	.170	.424	.296	.522	.978	.272	.190
	3	.013	.573	.122	.306	.215	.376	.701	.198	.137
	2	.009	.352	.074	.187	.130	.229	.431	.120	.082
	1	.003	.156	.032	.083	.058	.102	.191	.053	.036
RCDT 1976	8	.153	7.210	.896	3.557	3.611	1.098	1.854	.597	.295
	7	.081	6.607	.785	3.222	3.235	.982	1.692	.515	.287
	6	.056	5.738	.820	2.755	2.879	.891	1.518	.468	.281
	5	.032	4.663	.741	2.204	2.368	.748	1.269	.392	.245
RCDT 1976	4	.012	3.451	.573	1.604	1.749	.566	.963	.295	.186
	3	.008	2.415	.428	1.111	1.235	.407	.690	.214	.133
	2	.004	1.459	.259	.663	.740	.248	.424	.129	.080
	1	.000	.636	.115	.287	.324	.110	.188	.058	.035

Tabla 5.14 (Cont.) Edificio "B" MARCO A

Combinación de carga

Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9
8	.435	.563	1.461	.781	.536	1.016	.616	.473	1.694
7	.352	.481	1.384	.756	.530	.974	.530	.472	1.598
6	.269	.393	1.225	.685	.486	.874	.436	.436	1.411
5	.190	.303	1.029	.588	.422	.744	.339	.380	1.181
4	.120	.216	.799	.467	.337	.587	.243	.306	.914
3	.068	.149	.589	.353	.257	.438	.170	.243	.672
2	.030	.076	.359	.219	.160	.270	.088	.147	.409
1	.008	.025	.149	.093	.068	.115	.029	.062	.169
8	.630	2.281	6.735	3.062	5.156	1.155	.609	.561	1.693
7	.510	1.940	6.245	2.825	4.750	1.100	.525	.552	1.595
6	.387	1.570	5.430	2.454	4.107	.981	.432	.503	1.404
5	.273	1.202	4.477	2.082	3.364	.830	.336	.434	1.174
4	.173	.855	3.412	1.558	2.545	.650	.241	.345	.906
3	.099	.598	2.469	1.132	1.837	.483	.169	.282	.665
2	.044	.309	1.479	.686	1.084	.297	.088	.163	.404
1	.012	.102	.603	.291	.434	.126	.029	.068	.167

Tabla 5.14 (Cont.) Edificio "B" MARCO B

Combinación de carga

Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
RCD F 1966	8	.379	.574	1.672	.820	.696	1.035	.639	.628	1.925
	7	.292	.469	1.570	.790	.676	.988	.557	.614	1.803
	6	.222	.410	1.404	.716	.621	.889	.484	.566	1.608
	5	.155	.320	1.182	.612	.534	.754	.365	.488	1.350
	4	.097	.229	.912	.480	.418	.588	.264	.384	1.040
	3	.055	.157	.670	.358	.313	.436	.183	.288	.763
	2	.023	.085	.406	.220	.192	.266	.100	.177	.461
	1	.008	.031	.168	.093	.080	.112	.037	.074	.191
RCD F 1976	8	.498	1.899	7.495	2.698	5.631	1.169	.632	.724	1.920
	7	.418	1.923	6.865	2.520	5.229	1.108	.551	.701	1.796
	6	.317	1.582	6.040	2.208	4.584	.991	.459	.640	1.597
	5	.222	1.236	5.007	1.831	3.783	.836	.360	.547	1.369
	4	.140	.893	3.810	1.400	2.862	.649	.261	.427	1.029
	3	.080	.620	2.762	1.017	2.065	.479	.181	.319	.754
	2	.034	.341	1.650	.613	1.221	.292	.089	.195	.455
	1	.009	.127	.676	.254	.495	.122	.037	.081	.188

Tabla 5.14 (Cont.) Edificio "B" MARCO D

Combinación de carga

Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9
RDF 1966	.186	.156	1.827	.816	.986	.983	.160	.911	2.082
	.140	.112	1.850	.746	.909	.894	.113	.842	1.878
	.096	.075	1.391	.635	.777	.758	.076	.721	1.581
	.058	.046	1.067	.492	.600	.584	.046	.557	1.211
	.032	.024	.781	.362	.442	.428	.024	.411	.886
	.012	.010	.469	.220	.266	.259	.011	.248	.531
	.002	.003	.195	.092	.111	.108	.003	.103	.220
RDF 1976	.217	.162	7.712	3.144	5.513	1.092	.155	1.012	2.089
	.164	.107	6.875	2.851	4.926	.988	.110	.930	1.861
	.114	.082	5.760	2.392	4.111	.834	.074	.792	1.563
	.071	.064	4.348	1.813	3.115	.640	.045	.610	1.196
	.040	.032	3.157	1.322	2.253	.468	.023	.448	.874
	.016	.021	1.876	.783	1.355	.282	.010	.270	.524
	.004	.008	.772	.322	.548	.117	.003	.112	.217

Tabla 5.14 (Cont.) Edificio "B" MARCO H

Combinación de carga

Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
RCDT 1966	7	.026	.524	2.340	1.250	1.871	1.450	.635	1.750	2.641
	6	.025	.485	2.141	1.151	1.723	1.336	.588	1.612	2.417
	5	.023	.413	1.809	.978	1.464	1.135	.501	1.369	2.042
	4	.020	.321	1.375	.749	1.121	.870	.389	1.049	1.552
RCDT 1976	3	.012	.243	1.002	.545	.818	.632	.294	.765	1.131
	2	.010	.139	.595	.327	.487	.379	.168	.456	.671
	1	.004	.054	.247	.138	.204	.160	.065	.191	.278
RCDT 1976	7	.184	3.360	9.405	7.441	6.702	1.582	.636	1.901	2.615
	6	.143	2.844	8.545	6.678	6.132	1.454	.587	1.747	2.387
	5	.101	2.225	7.174	5.540	5.178	1.234	.499	1.481	2.013
	4	.067	1.593	5.424	4.161	3.927	.944	.387	1.132	1.528
RCDT 1976	3	.039	1.144	3.946	3.007	2.849	.686	.293	.825	1.113
	2	.022	.618	2.329	1.783	1.692	.410	.168	.492	.660
	1	.008	.230	.965	.733	.708	.173	.085	.206	.274

Tabla 5.14 (Cont.) Edificio "B" MARCO F

Combinación de carga

Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
RCD F 1966	7	.080	.184	2.083	.979	1.403	1.147	.237	1.308	2.362
	6	.057	.187	1.895	.901	1.295	1.054	.237	1.207	2.147
	5	.037	.189	1.600	.767	1.103	.869	.212	1.029	1.811
	4	.019	.138	1.221	.589	.847	.687	.171	.790	1.382
	3	.010	.109	.892	.431	.620	.501	.135	.579	1.008
	2	.002	.064	.532	.259	.371	.301	.079	.346	.601
	1	.001	.025	.221	.109	.155	.126	.031	.145	.249
RCD F 1976	7	.016	1.599	8.588	5.094	6.017	1.261	.240	1.431	2.342
	6	.010	1.389	7.710	4.604	5.456	1.155	.239	1.317	2.124
	5	.007	1.071	6.452	3.839	4.587	.978	.213	1.119	1.788
	4	.002	.765	4.882	2.892	3.479	.748	.171	.857	1.362
	3	.000	.558	3.551	2.097	2.521	.545	.135	.627	.993
	2	-.003	.298	2.103	1.292	1.496	.327	.079	.374	.592
	1	-.002	.111	.868	.510	.620	.137	.031	.156	.245

## Figuras

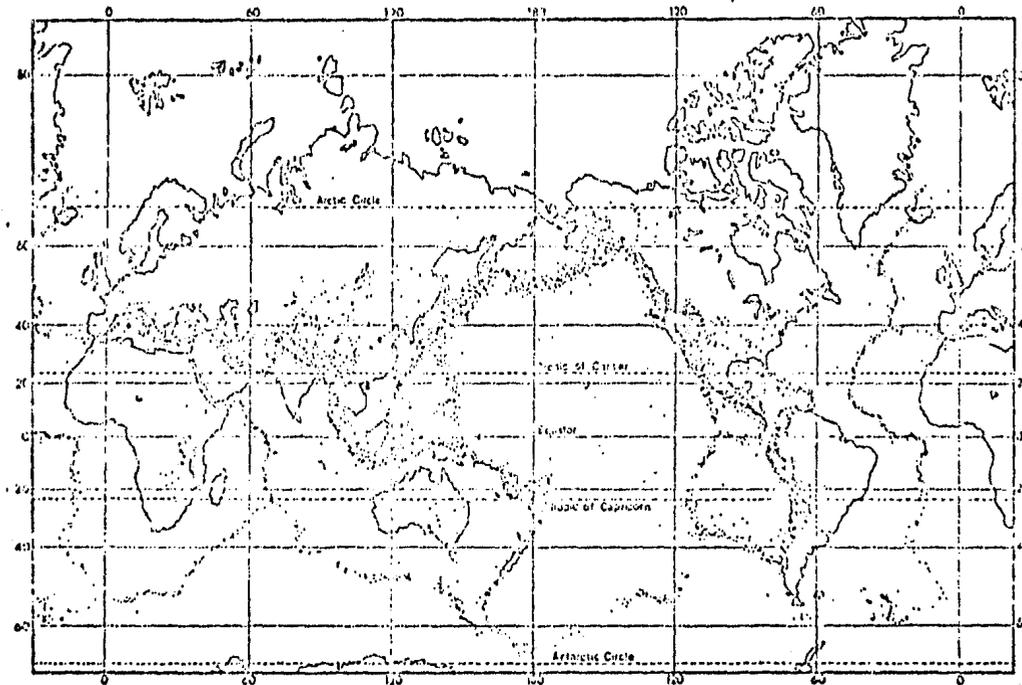
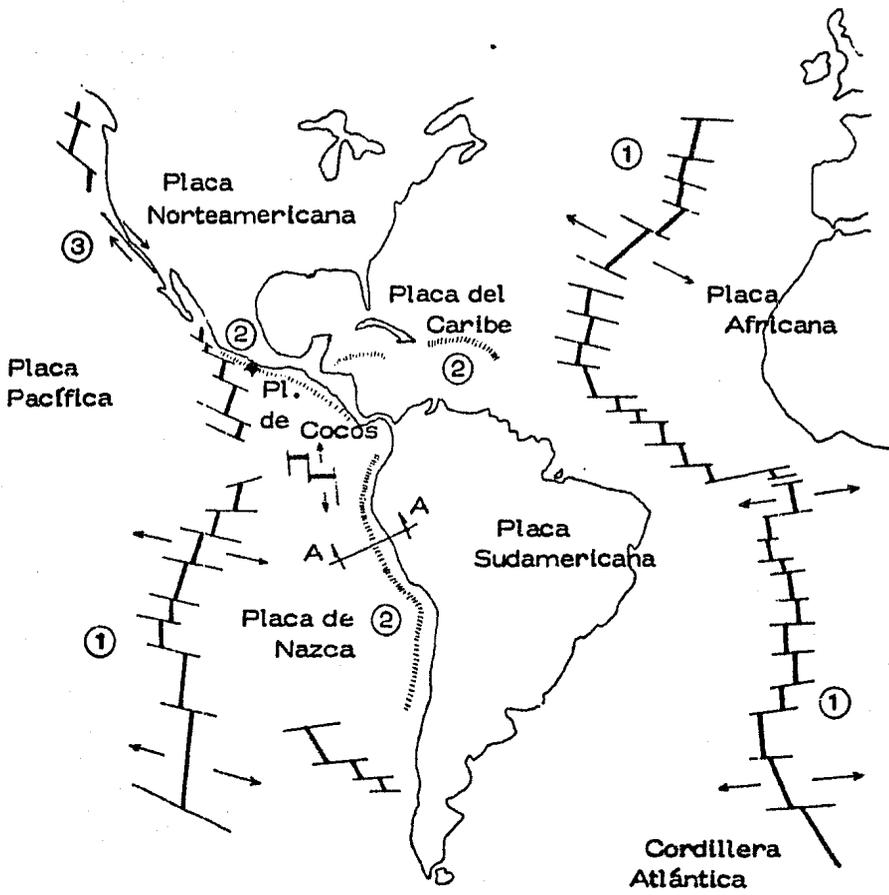
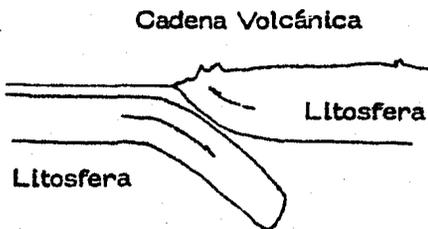


Figura 2.1 Sismicidad Mundial (de la ref. 6.1)



✦ Epicentro sismo 03/14/79



Corte A - A

- 1 Cordilleras oceánicas (generación de nueva litosfera)
- 2 Zonas de subducción
- 3 Zonas de deslizamiento paralelo

Figura 2.2 Deriva Continental y Tectónica de Placas

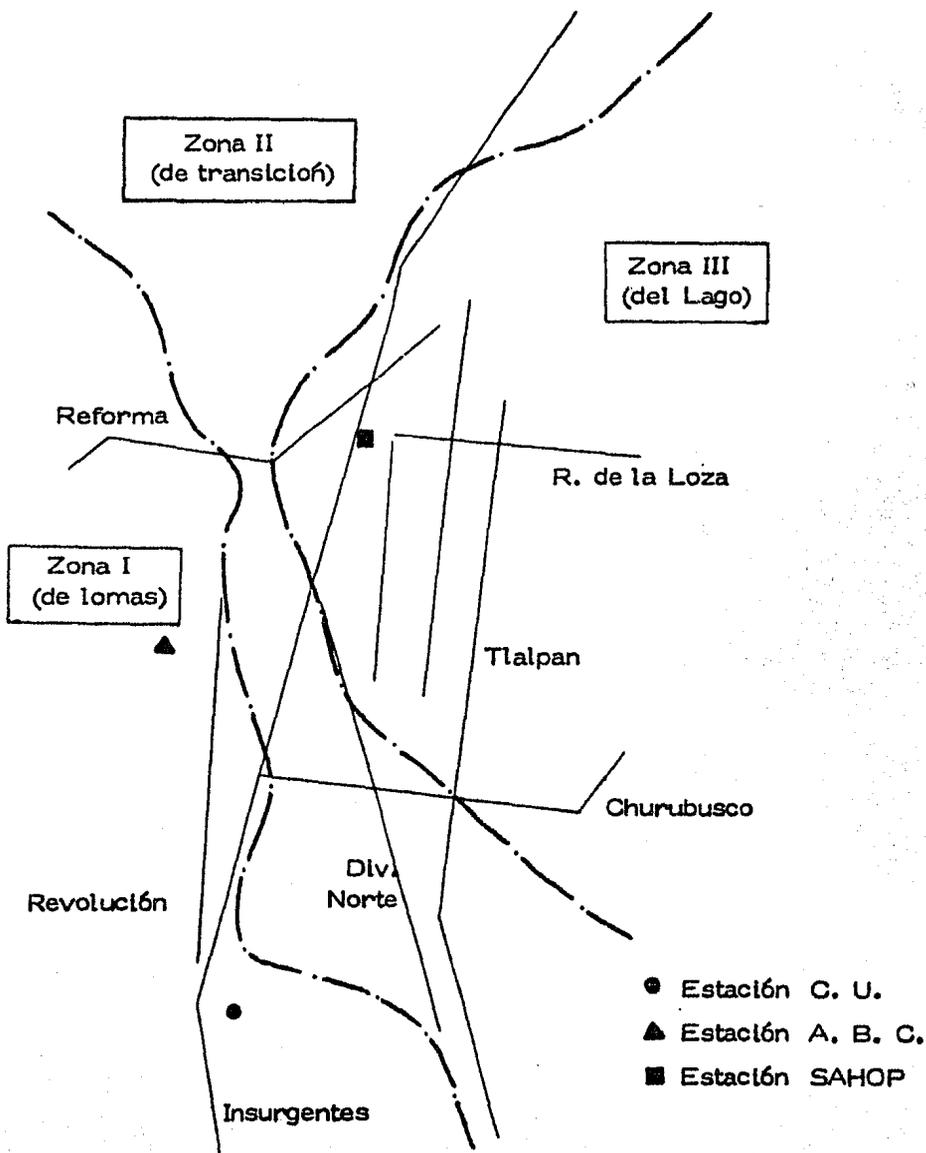


Figura 2.3 Zonas de la Cd. de México, según RCDP 1976

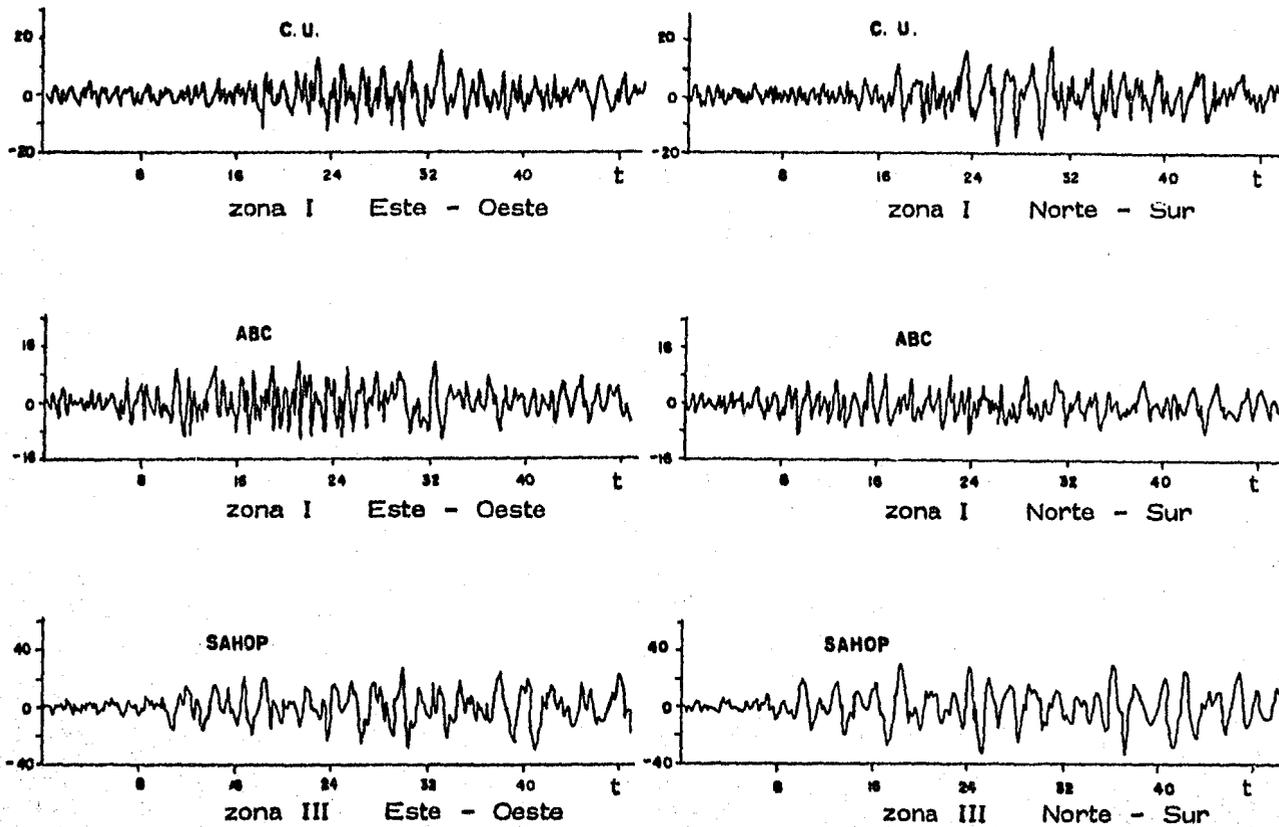


Figura 2.4 Acelerogramas registrados el 14 de marzo de 1979

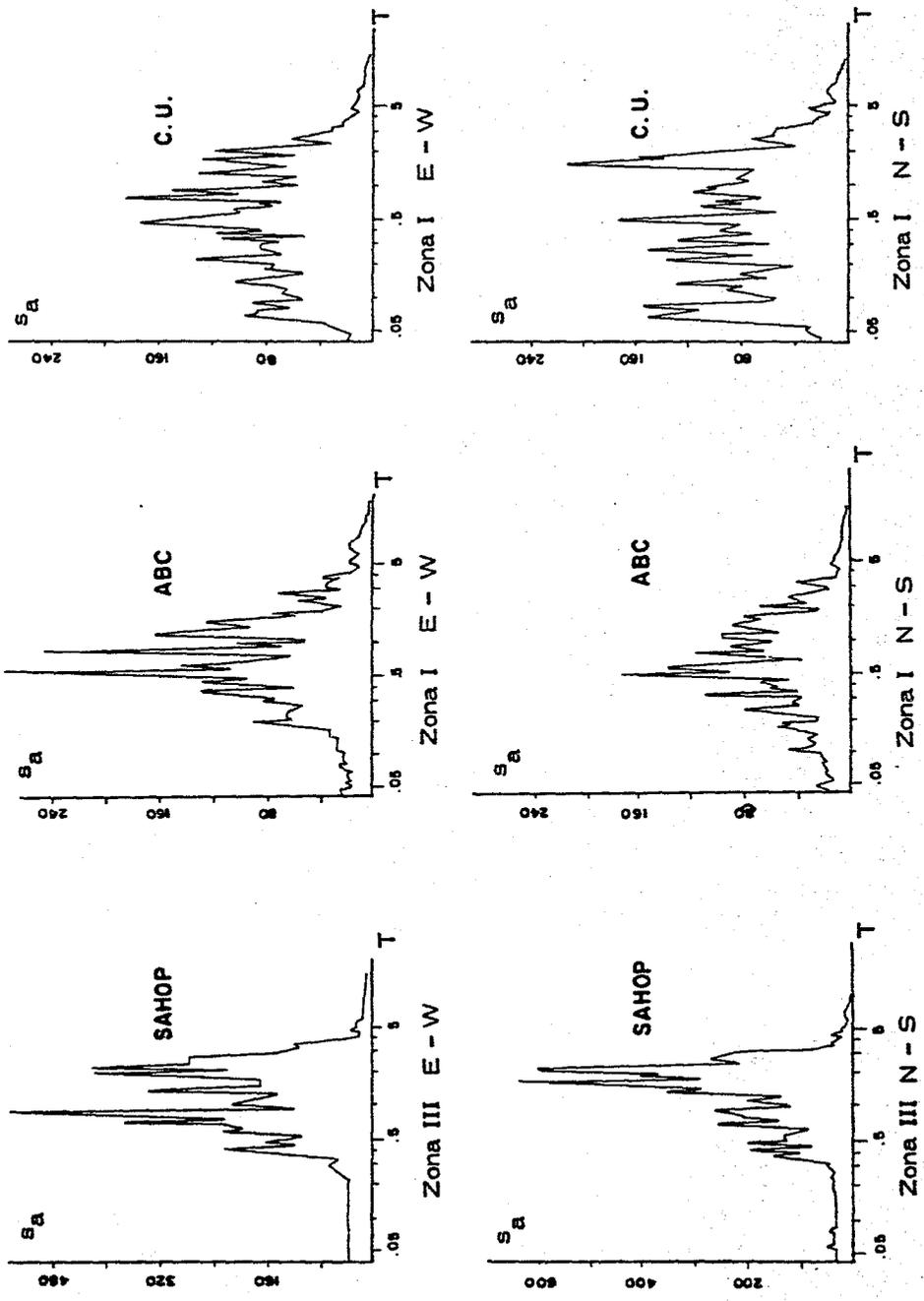
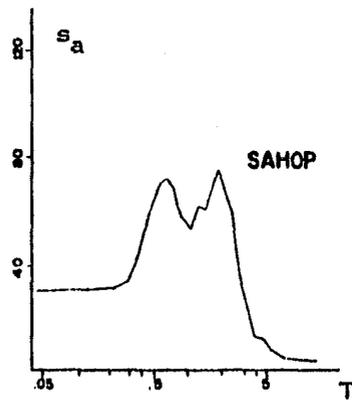
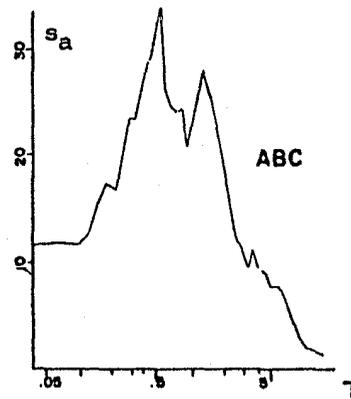


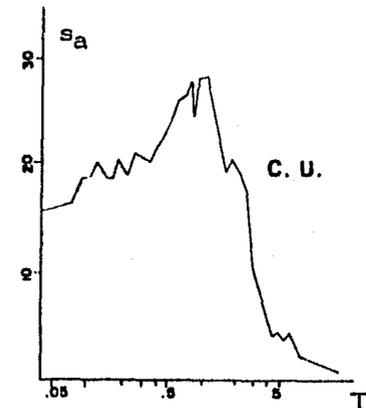
Figura 2.6 a Espectros de Respuesta para Amortiguamiento = 0%.  
 (Perfodo T, seg vs. Seudoaceleración  $s_a$ , gals) (de la ref. 2.4)



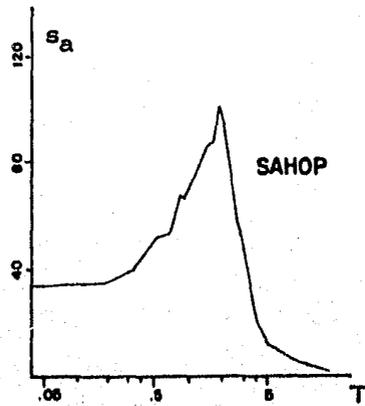
Zona III E - W



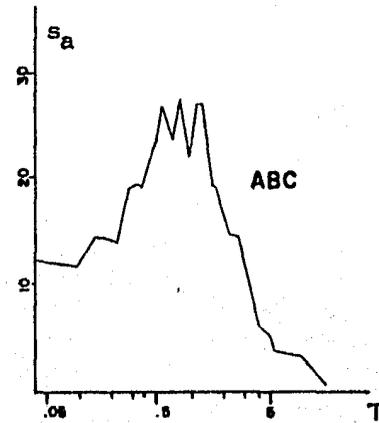
Zona I E - W



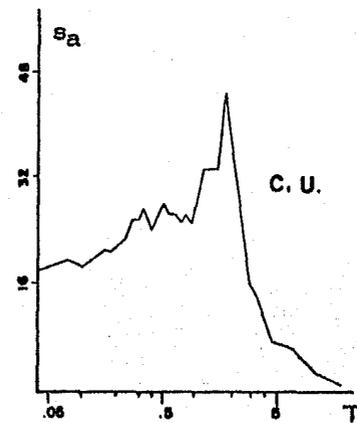
Zona I E - W



Zona III N - S



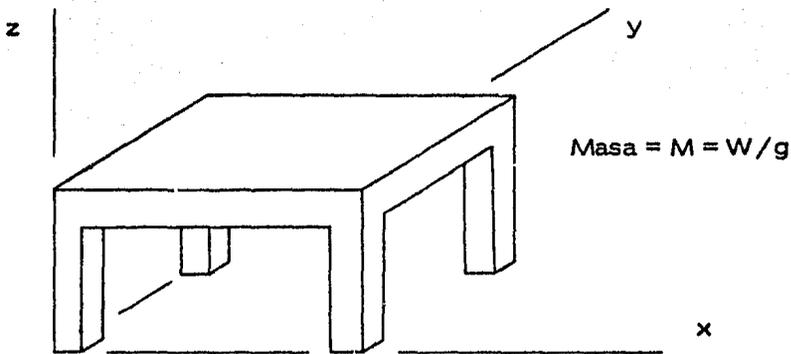
Zona I N - S



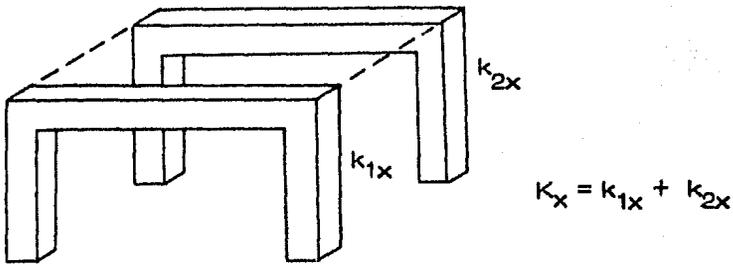
Zona I N - S

Figura 2.5 b

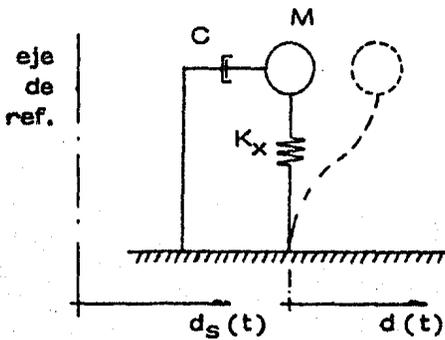
Espetros de Respuesta para Amortiguamiento = 10%.  
 (Perfodo T, seg vs. Seudoaceleración  $s_a$ , gals)(de la ref. 2.4)



a. Estructura de una cruzía y un nivel

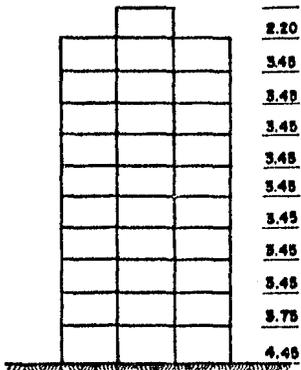
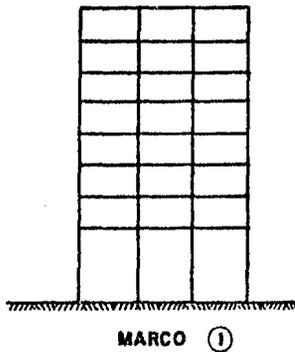
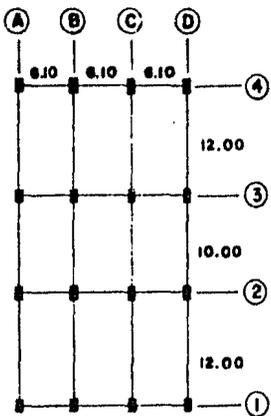


b. Sistema estructural formado por dos marcos planos paralelos en la dirección del eje xx

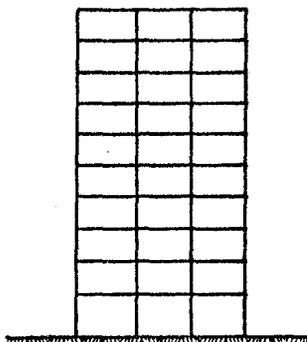


c. Modelo analítico

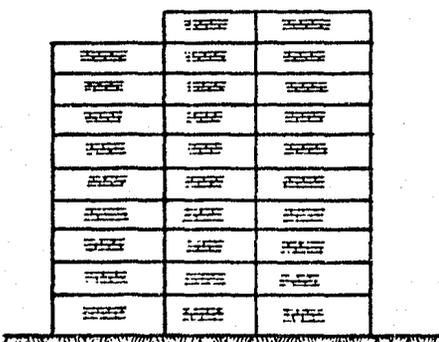
Figura 3.1 Modelo analítico para una estructura de un grado de libertad



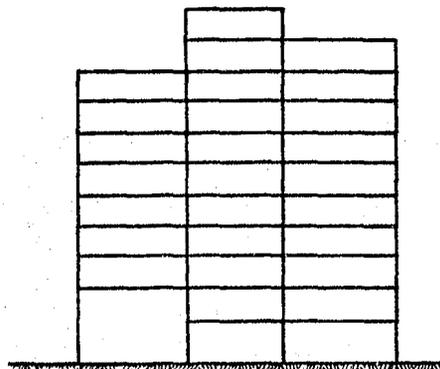
**MARCOS 2 3**



**MARCO 4**

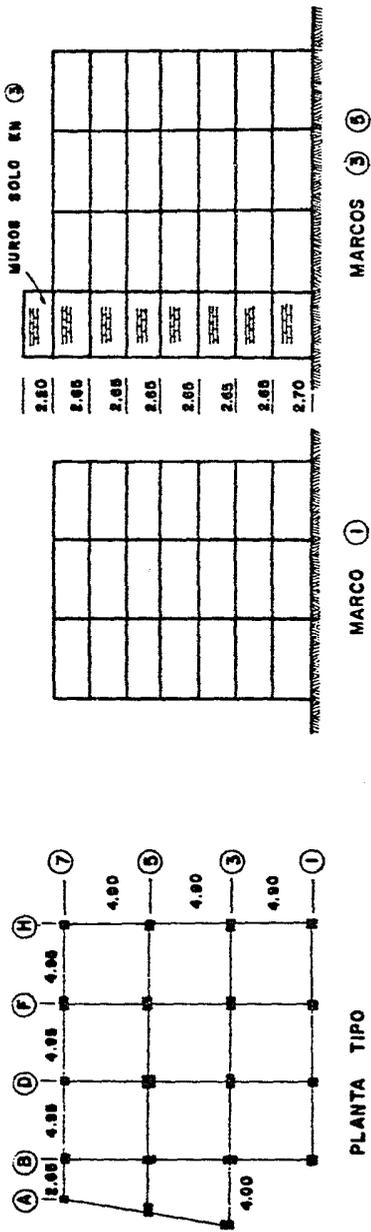


**MARCOS A D**



**MARCOS B C**

**Figura 5.1 Edificio "A"**



PLANTA TIPO

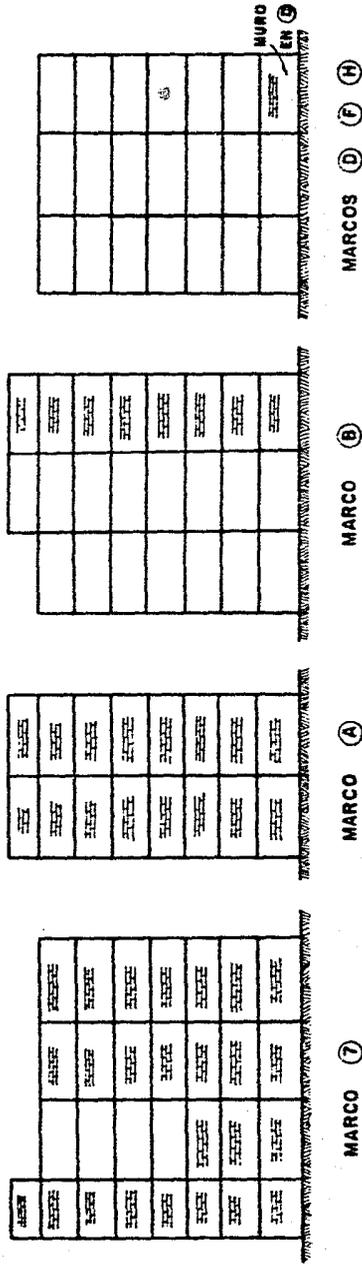


Figura 5.2 Edificio "B"

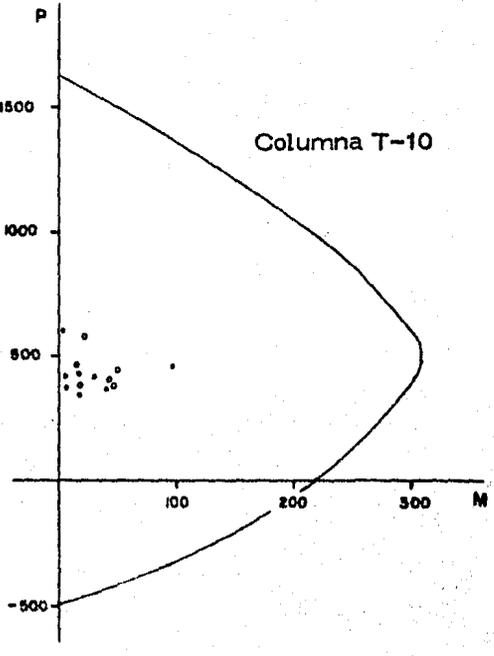
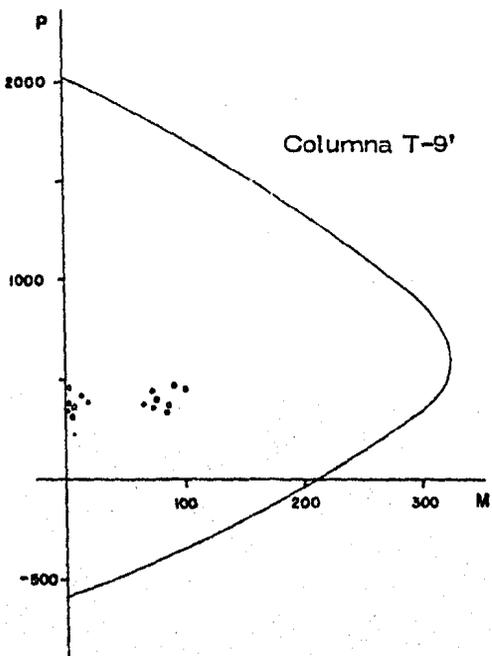
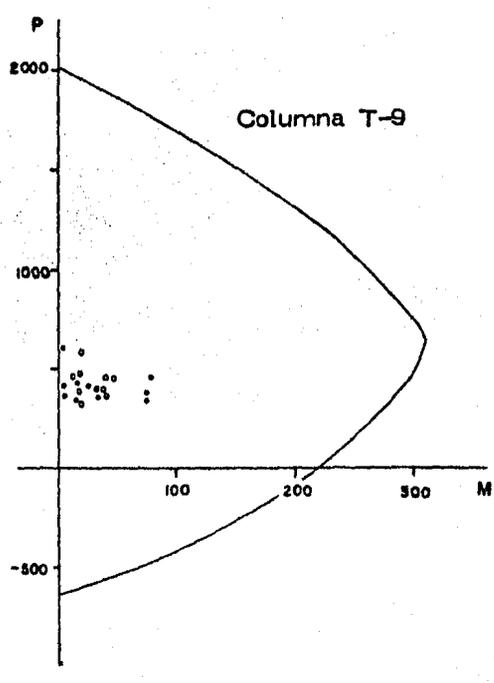
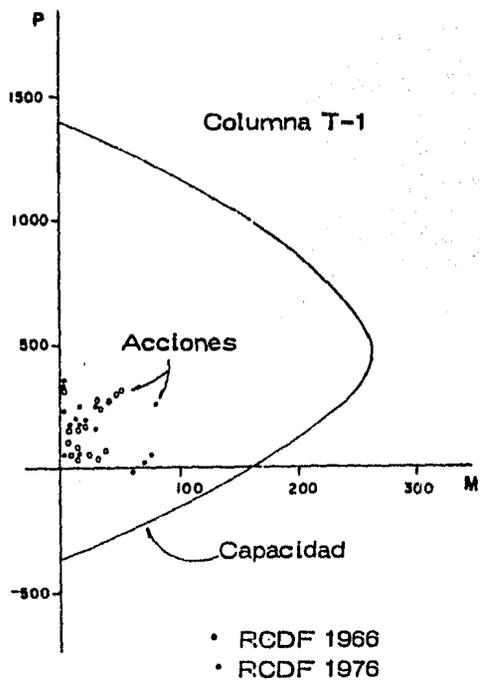
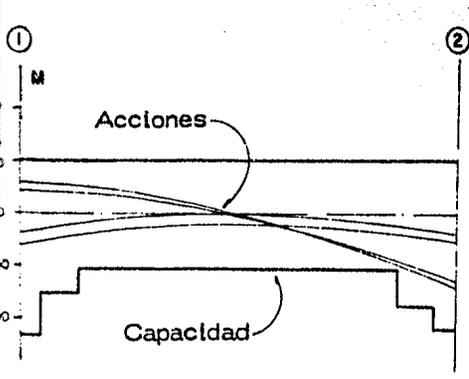
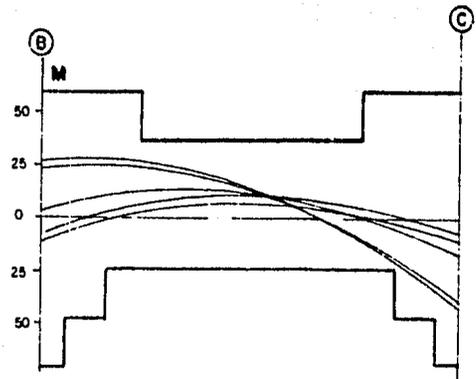


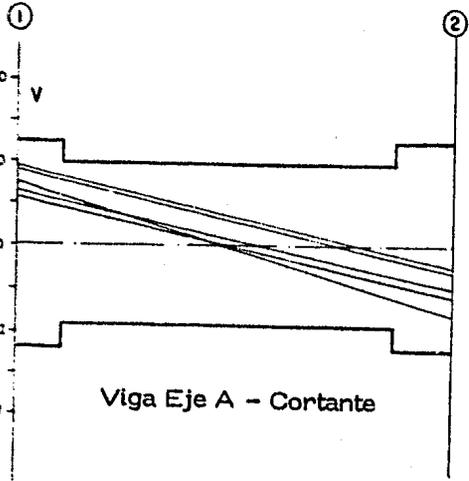
Figura 5.3 Diagramas de Flexocompresión en Columnas de Planta Baja. Edificio "A"



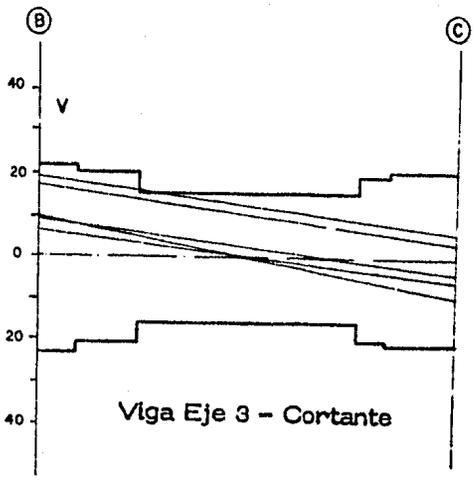
Viga Eje A - Momento



Viga Eje 3 - Momento



Viga Eje A - Cortante



Viga Eje 3 - Cortante

Figura 5.4 Momentos y Cortantes en Vigas de 2º Nivel. Edificio "A"

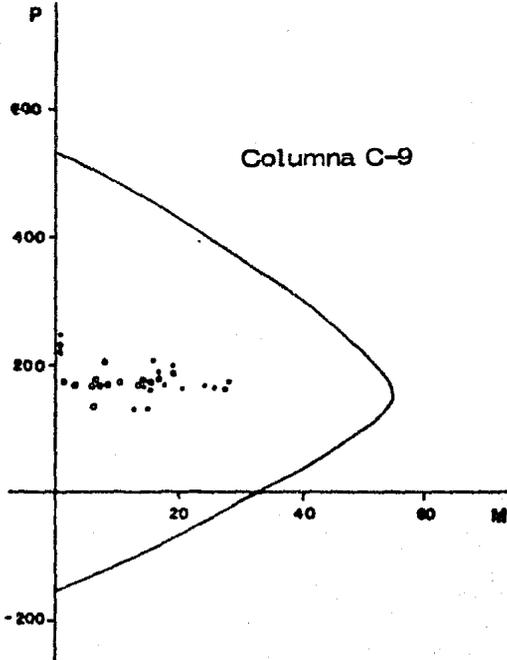
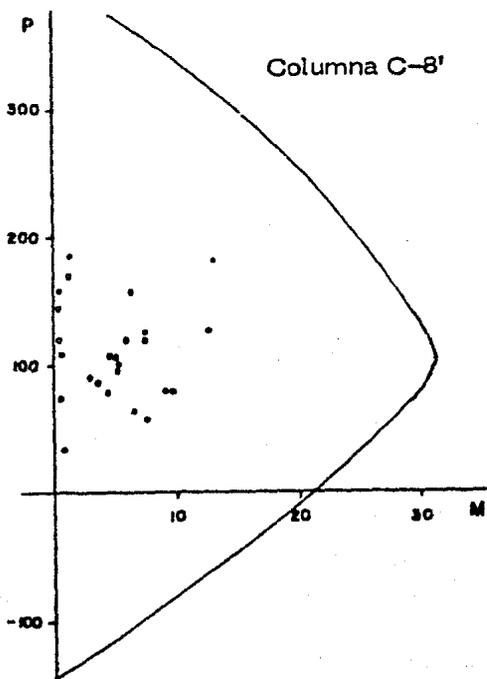
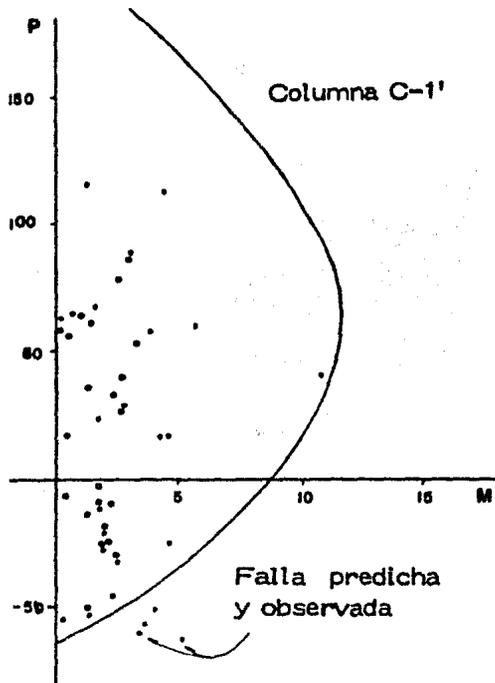
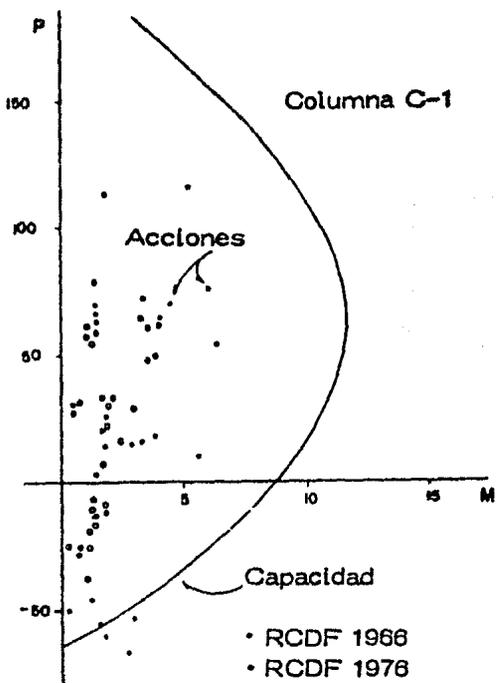
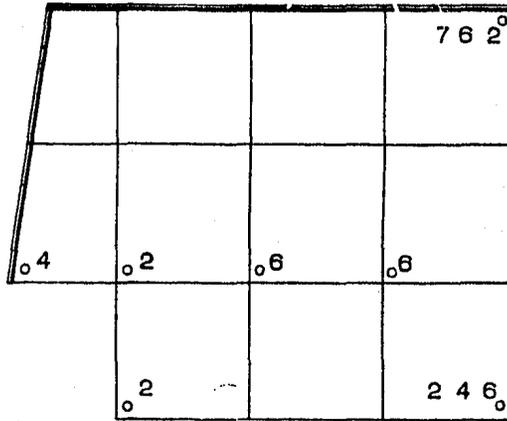


Figura 5.5 Diagramas de Flexocompresión en Columnas de Planta Baja. Edificio " B "

Análisis según  
RCDF 1966

- $0.66 < MS < 1.00$
- $MS > 1.00$



( los números indican la combinación de carga correspondiente , según se presentan en las tablas 5.2 )

Análisis según  
RCDF 1976

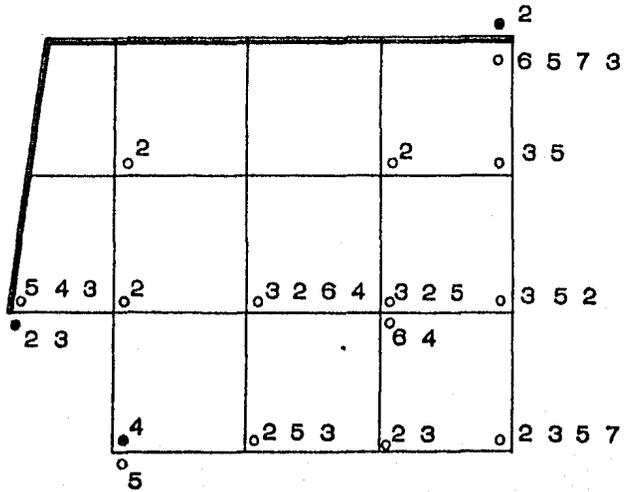


Figura 5.6 Márgenes de Seguridad alcanzados en columnas de Planta Baja, según los análisis. Edificio "B"

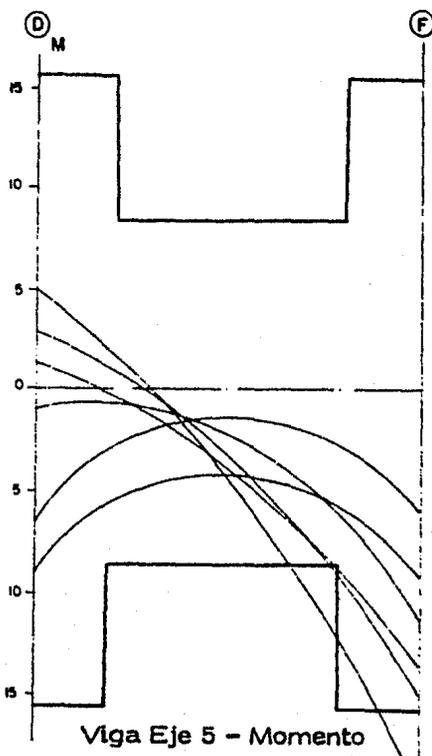
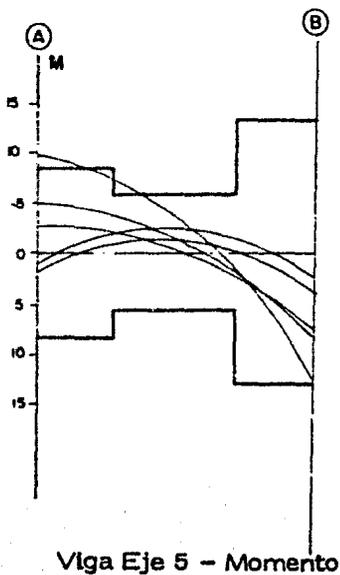
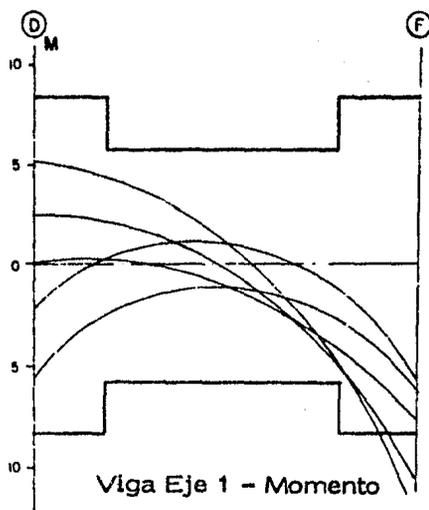
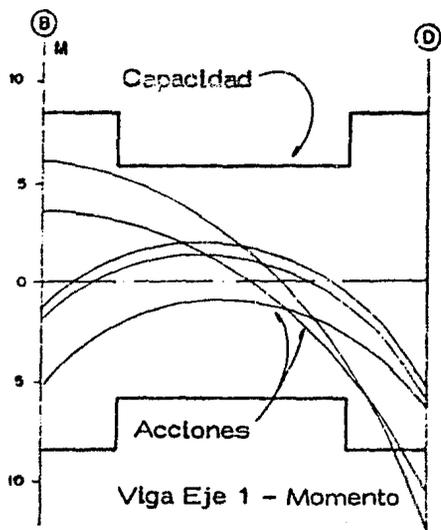


Figura 5.7 Momentos en Vigas de 1er. Nivel. Edificio " B "

**Anexos**

\* DIAGRAMA DE INTERACCION ( RCDF - WHA )

\* SECCION DE CONCRETO REFORZADO EN FLEXOCOMPRESION

EDIFICIO "A" COLUMNA T-1

GEOMETRIA DE LA SECCION

B = 60.00 CM  
H = 100.00 CM  
R = 4.60 CM

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

FC = 250.00 KG/CM<sup>2</sup>  
FY = 4000.00 KG/CM<sup>2</sup>  
ES = 2100000.00 KG/CM<sup>2</sup>

AREA / CAPA DE ACERO  
(CM<sup>2</sup>)

25.98  
10.14  
10.14  
10.14  
10.14  
25.98

DIST. AL EJE MEDIO DE LA SECCION  
(CM)

45.40  
35.40  
25.40  
-25.40  
-35.40  
-45.40

PROF. EJE NEUTRO  
(CM)

0.00  
11.67  
23.34  
35.01  
46.68  
58.35  
70.02  
58.35  
72.94  
97.25  
145.88  
291.76  
INFINITA

CARGA AXIAL  
(TON)

-370.08  
-47.25  
129.81  
260.81  
371.83  
505.38  
678.16  
505.38  
716.76  
1003.88  
1319.02  
1390.08  
1390.08

MOMENTO FLEXIONANTE  
(TON-M)

0.00  
144.05  
204.06  
239.86  
240.07  
240.26  
230.64  
260.26 (FALLA BALANCEADA)  
223.08  
152.10  
28.91  
0.00  
0.00

Anexo Ia. Diagrama de Flexocompresión para Columnas.

```

100 DIM A(20),X(20),P(20),H(20),E(20),F(20)
110 READ C, Y, E
120 DATA 250,4000,2.1E6
130 A = 0.0 * C
140 IF 250.0 <= A THEN C2 = A(1.05 - A/1250.0) ELSE C2 = .85 * A
150 INPUT 'B, H, R', B, H, R
160 INPUT '# DE CAPAS DE ACERO', NZ
170 FOR IX = 1Z TO NZ
180 PRINT 'A('IX')', X('IX') \ INPUT A(IX), X(IX)
190 NEXT IX
200 PRINT '          * DIAGRAMA DE INTERACCION (RCDF - WHA)
210 PRINT '          * SECCION DE CONCRETO REFORZADO EN FLEXOCOMPRESION'
220 PRINT '  GEOMETRIA DE LA SECCION  PROPIEDADES DE LOS MATERIALES'
230 PRINT USING ' B = ###.## CM          FC = ###.## KG/CM2',B,C
240 PRINT USING ' H = ###.## CM          FY = ###.## KG/CM2',H,Y
250 PRINT USING ' R = ##.## CM          ES = #####.## KG/CM2',R,E
260 PRINT ' AREA / CAPA DE ACERO  DIST. AL EJE NEUTRO DE LA SECCION'
270 PRINT '          (CM2)          (CM)'
280 F2$ = '          ###.##          ###.##'
290 FOR IX = 1Z TO NZ
300 PRINT USING F2$, A(IX), X(IX)
310 NEXT IX
320 PRINT 'PROF. EJE NEUTRO          CARGA AXIAL          MOMENTO FLEXIONANTE'
330 PRINT ' (CM)          (TON)          (TON-M)'
340 A = 0.0
350 TB$ = '          0.00          #####.##          0.00'
360 FOR IX = 1Z TO NZ
370 A = A + A(IX)
380 NEXT IX
390 LB = Y * A * (-0.001)
400 PRINT USING TB$, LB
410 D = H - R
420 E9 = Y / E
430 C1 = (0.003 * D) / (0.003 + E9)
440 Z = D - H/2
450 FOR IX = 1Z TO NZ
460 E(IX) = 0.003 * ( X(IX) + Z )/C1
470 IF E(IX) >= E9 THEN E(IX) = E9
480 IF E(IX) < -E9 THEN E(IX) = -E9
490 NEXT IX
500 F = 0.0
510 FOR IX = 1Z TO NZ
520 F(IX) = A(IX) * E(IX) * E
530 F = F + F(IX)
540 NEXT IX
550 C7 = 0.0 * C1 * B * C2
560 P=(F+C7)/1000.0
570 M = 0.0
580 FOR IX = 1Z TO NZ
590 H(IX) = F(IX) * X(IX)
600 M = M + H(IX)
610 NEXT IX
620 M9 = C9 * (H/2 - C1*0.8/2)
630 H=(M+M9)/100000.0
640 PB = P \ NB = M
650 FOR JX = 1Z TO 6Z
660 CZ = JZ * C1 / 5.0
670 GOSUB 760

```

Anexo Ib. Diagrama de Flexocompresión para Columnas ( Listado del Programa ).

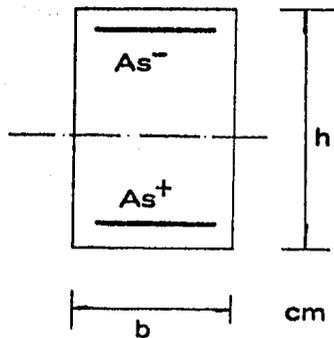
```

680 NEXT JZ
690 F4$ = ' *****
700 PRINT USING F4$, C1, P0, M5
710 FOR JZ = 4Z TO 1Z STEP -1Z
720 C3 = C1 * 5.0 / JZ
730 GOSUB 760
740 NEXT JZ
750 GO TO 960
760 F = 0.0 \ M = 0.0
770 FOR IZ = 1Z TO NZ
780 E(IZ) = 0.003 * (C3 + X(IZ) - H/2)/C3
790 IF E(IZ) >= E9 THEN E(IZ) = E9
800 IF E(IZ) < -E9 THEN E(IZ) = -E9
810 F(IZ) = A(IZ) * E(IZ) * E
820 F = F + F(IZ)
830 H(IZ) = F * X(IZ)
840 M = M + H(IZ)
850 NEXT IZ
860 C4 = C3
870 IF C3 * 0.8 > H THEN C3 = H/0.8
880 C9 = 0.8 * C3 * B * C2
890 P = (F+C9)/1000.0
900 M9 = C9 + (H/2 - C3 * 0.8/2)
910 IF M9 < 0 THEN M9 = 0.0
920 H = (M+M9)/100000.0
930 F3$ = ' *****
940 PRINT USING F3$, C4, P, M *****
950 RETURN
960 P0 = C2 * B * H
970 A = 0.0
980 FOR IZ = 1Z TO NZ
990 A = A + A(IZ)
1000 NEXT IZ
1010 A0 = A * Y
1020 P0 = P0 + A0
1030 P0 = P0/1000.0
1040 F5$ = ' ***** 0.00 (P0)'
1050 PRINT USING F5$, P0
1060 END

```

Ready

		XEQ "REVTRA"
B=?	30.00	RUN
H=?	105.00	RUN
FC=?	250.00	RUN
AS+=?	15.21	RUN
AS-=?	35.49	RUN
M+ V+ ?		XEQ B
FY=?	4.000.00	RUN
E=?	2+06	RUN
M+=52.59 T-M		XEQ F
AS+=?	35.49	RUN
AS-=?	15.21	RUN
M+ V+ ?		XEQ B
M+=119.75 T-M		XEQ D
RV=?	1.42	RUN
FY=?	2.530.00	RUN
S=?	20.00	RUN
V+=31.34 TON		



Viga Eje A en 2° Nivel

b	=	30 cm
h	=	105 cm
f'	=	250 kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> <sup>c</sup>	=	4000 kg/cm <sup>2</sup> (longitudinal)
E <sub>s</sub>	=	2 × 10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup> "
f <sub>y</sub>	=	2530 kg/cm <sup>2</sup> (transversal)
As <sup>+</sup>	=	15.21 cm <sup>2</sup> (3 # 8)
As <sup>-</sup>	=	35.49 cm <sup>2</sup> (7 # 8)
Av	=	1.42 cm <sup>2</sup> (est. # 3)
s est	=	20 cm

$$M^+ = 52.59 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M^- = 119.75 \text{ ton} - \text{m}$$

$$V = 31.34 \text{ ton}$$

Anexo IIa. Resistencia a Momento Flexionante y a Fuerza Cortante para Vigas.

01*LBL "REVTRA"	36 1250	71*LBL 08
02*LBL A	37 /	72 *FY=?"
03 FIX 2	38 1.05	73 PROMPT
04 SF 02	39 X<Y	74 STO 05
05 SF 03	40 -	75 *E=?"
06 .003	41 *	76 PROMPT
07 STO 11	42*LBL 07	77 STO 12
08 "B=?"	43 STO 00	78 CF 02
09 PROMPT	44*LBL F	79 RTN
10 STO 08	45 *AS+=?"	80*LBL 02
11*LBL I	46 PROMPT	81 RCL 08
12 "H=?"	47 STO 06	82 RCL 08
13 PROMPT	48 *AS=-?"	83 *
14 STO 09	49 PROMPT	84 STO 01
15 5	50 STO 07	85 RCL 11
16 STO 10	51*LBL 01	86 RCL 07
17 -	52 " H+ V+ ?"	87 *
18 STO 13	53 PROMPT	88 RCL 12
19*LBL H	54 RTH	89 *
20 *FC=?"	55*LBL B	90 STO 19
21 PROMPT	56 FS?C 02	91 RCL 06
22 STO 04	57 XEQ 08	92 RCL 05
23 .8	58 XEQ 02	93 *
24 *	59 *H+="	94 -
25 STO 18	60 ARCL X	95 STO 02
26 250	61 GTO 04	96 RCL 19
27 X<Y	62 RTN	97 RCL 10
28 X>Y?	63*LBL D	98 *
29 GTO 09	64 FS?C 03	99 .8
30 .85	65 XEQ 09	100 *
31 *	66 XEQ 03	101 CHS
32 GTO 07	67 *V+="	102 STO 03
33*LBL 09	68 ARCL X	103 XEQ "RAICES"
34 X<Y	69 GTO 05	104 X<Y?
35 ENTERT	70 RTN	105 X<Y

**Anexo IIb. Resistencia a Momento y Cortante para Vigas (Listado del Programa).**

106 STO 01  
107 2  
108 /  
109 RCL 13  
110 X<>Y  
111 -  
112 RCL 01  
113 \*  
114 RCL 08  
115 \*  
116 RCL 00  
117 \*  
118 RCL 13  
119 RCL 10  
120 -  
121 RCL 19  
122 \*  
123 RCL 10  
124 .8  
125 \*  
126 RCL 01  
127 X<>Y  
128 -  
129 RCL 01  
130 /  
131 \*  
132 +  
133 .9  
134 \*  
135 I ES  
136 /  
137 RTH  
138\*LBL 04  
139 "I T-H"  
140 PROMPT

141 RTH  
142\*LBL 09  
143 "AV=?"  
144 PROMPT  
145 STO 14  
146 "FY=?"  
147 PROMPT  
148 STO 17  
149\*LBL G  
150 "S=?"  
151 PROMPT  
152 STO 15  
153 CF 03  
154 RTH  
155\*LBL 03  
156 RCL 06  
157 RCL 08  
158 /  
159 RCL 13  
160 /  
161 .01  
162 X>Y?  
163 GTO 06  
164 .5  
165 GTO 07  
166 RTH  
167\*LBL 05  
168 "I TON"  
169 PROMPT  
170 RTH  
171\*LBL 06  
172 X<>Y  
173 30  
174 \*  
175 .2

176 +  
177\*LBL 07  
178 RCL 08  
179 \*  
180 RCL 18  
181 SORT  
182 \*  
183 RCL 14  
184 RCL 17  
185 \*  
186 RCL 15  
187 /  
188 +  
189 RCL 13  
190 \*  
191 .8  
192 \*  
193 I E3  
194 /  
195 RTH  
196\*LBL J  
197 "S=?"  
198 PROMPT  
199 STO 15  
200 GTO D  
201 RTH  
202\*LBL C  
203 "B=?"  
204 PROMPT  
205 STO 00  
206 GTO 01  
207 RTH  
208 END

Anexo IIb. (Continuación)