

Respuesta de edificios de concreto reforzado ante el sismo  
del 19 de Septiembre de 1985.

ALONSO GOMEZ BERNAL

TRABAJO

Presentado a la División de Estudios de Posgrado de la

FACULTAD DE INGENIERIA

de la

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Como requisito para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

(ESTRUCTURAS)

CIUDAD UNIVERSITARIA

1989



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.



DEPFI

T. UNAM

1 9 8 9

GOM

Ej. 2



DEPFI

## RESUMEN

Este trabajo esta constituido por dos partes, en la primera de ellas se presentan los resultados obtenidos del análisis de 13 edificios dañados por el sismo del 19 de Septiembre de 1985, los datos de los edificios utilizados en esta parte se obtuvieron por investigadores de la Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco. El análisis de estos edificios severemente dañados condujo a la obtención de espectros de respuesta. En la segunda parte se presentan las ductilidades obtenidas del análisis dinámico no lineal usando el programa DRAIN-2D, de uno de los 13 edificios analizados en la primera parte con el objeto de relacionarlas con los espectros de respuesta.

## INDICE

1 INTRODUCCION .....	1
2 PRIMERA PARTE: Espectros de respuesta.....	4
2.1 Antecedentes .....	4
2.1.1 Método simplificado de evaluación .....	4
2.1.2 Método detallado de evaluación .....	5
2.2 Método .....	5
2.2.1 Análisis estático .....	6
2.2.2 Análisis dinámico .....	8
2.3 Resultados .....	9
2.3.1 Análisis estático .....	9
2.3.2 Análisis dinámico .....	10
3 SEGUNDA PARTE: Requerimientos de ductilidad .....	13
3.1 Ductilidad .....	13
3.2 Características de edificio estudiado.....	15
3.3 Selección del marco para análisis .....	16
3.4 Método de análisis .....	17
3.4.1 Rigideces .....	18
3.4.1.1 Columnas .....	18

3.4.1.2 Vigas equivalentes .....	18
3.4.2 Diagramas momento-rotación .....	18
3.4.2.1 Columnas .....	19
3.4.2.2 Vigas equivalentes .....	19
3.4.3 Resistencias .....	19
3.4.3.1 Diagramas de interacción .....	19
3.4.3.2 Resistencia en losas .....	20
3.4.4 Amortiguamiento .....	21
3.4.5 Efectos de segundo orden .....	21
3.4.6 Paso de integración .....	22
3.4.7 Acelerograma .....	23
3.5 Resultados .....	23
4 CONCLUSIONES .....	26
5 REFERENCIAS .....	30
6 FIGURAS .....	31

## INTRODUCCION

Un espectro de respuesta se define como una gráfica que representa las respuestas máximas de osciladores de un grado de libertad ante un acelerograma específico. Uno de los espectros de respuesta más comunes y de mayor interés en el diseño sísmico son las pseudoaceleraciones que representan la fuerza máxima en el oscilador.

Los espectros de respuesta elásticos se obtienen de considerar que el oscilador permanece siempre en el rango elástico; mientras que los espectros de respuesta inelásticos se determinan cuando la relación resistencia-desplazamiento del oscilador tiene un comportamiento no-lineal, ya sea elastoplástico perfecto o elastoplástico con degradación.

Un espectro de diseño esta generalmente basado en los espectros de respuesta inelásticos, puesto que durante un sismo de considerable intensidad; conviene que las estructuras de varios grados de libertad sufran deformaciones inelásticas que disipen energía en el rango inelástico al formarse articulaciones plásticas en varios de sus elementos estructurales.

Debido a que se obtuvo información muy escasa de los acelerómetros durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México y a que se observaron fuertes diferencias en su intensidad aun dentro de la zona del lago ( Iglesias et al., 1987 ), en la PRIMERA PARTE de este trabajo se presentan los resultados obtenidos de aplicar los métodos estático y dinámico a 13 edificios gravemente dañados en 1985 y se propone un espectro de respuesta inelástico para la zona de alta intensidad (fig. 1) derivado del análisis de estos edificios.

Por otra parte es importante lograr que una estructura sea capaz de deformarse ductilmente cuando entra en el intervalo inelástico al presentarse una excitación en su base, para que se garantice un comportamiento disipador de energía. El orden de deformaciones inelásticas requeridas en una estructura durante un sismo puede obtenerse a partir de los análisis dinámicos no lineales, los cuales proporcionan una medida aproximada de la ductilidad desarrollada por la estructura expresado por medio del factor de ductilidad.



El objetivo de la SEGUNDA PARTE del trabajo es determinar las ductilidades desarrolladas en uno de los 13 edificios analizados en la primera parte, durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985, para intentar relacionarlas con los espectros de respuesta obtenidos en la primera parte de este trabajo. El edificio seleccionado se encuentra ubicado muy cerca del centro SCT, lugar donde se registró uno de los acelerogramas más importantes durante ese sismo, lo que hace posible que se pueda utilizar este registro en el análisis de una manera bastante representativa de la excitación a la que el edificio estuvo sujeto.

PRIMERA PARTE  
ESPECTROS DE RESPUESTA

2.1 ANTECEDENTES

2.1.1 Método de evaluación simplificado

Los resultados de evaluar la capacidad sísmica de 296 edificios de concreto dañados durante el sismo de 1985 (Iglesias et al., 1987) condujo a la obtención de dos nuevas regiones de alta sismicidad en la zona del lago, que fueron adoptadas por el RDF87 (DDF, 1987), las cuales aparecen señaladas en la figura 1. La capacidad sísmica de estos edificios se determinó aplicando un procedimiento simplificado de evaluación con base en métodos japoneses (Umemura, 1980).

### 2.1.2 Método detallado de evaluación

Con la finalidad de respaldar los resultados de la evaluación masiva de los edificios analizados con el método simplificado descrita arriba, se seleccionaron 10 de los 296 edificios para ser analizados de una manera detallada utilizando el método estático (Gómez et al., 1988). Al compararse los valores de la capacidad sísmica obtenidos para los edificios con ambos métodos se encontró una muy buena correlación entre ellos. Resultado que respalda al método de evaluación simplificada y las conclusiones obtenidas del estudio de intensidades (Iglesias et al., 1987) en donde se propone usar un coeficiente sísmico en la zonas de alta intensidad de 0.60 cuando se trabaje con el método estático.

### 2.2.-METODO

En el diseño sísmico de edificios, ya sea utilizando el método estático o el modal espectral, se supone que los efectos inelásticos se toman en cuenta de una manera aproximada al considerar un espectro de diseño reducido por un factor de ductilidad para la obtención de las fuerzas sísmicas. Este criterio de análisis fue la base para obtener la capacidad sísmica de los edificios considerados en este estudio.

En este trabajo se contó con los planos originales de 13 edificios con daño grave ubicados todos ellos en la zona del lago (DDF, 1976), además, en todos los casos, se tuvo un reporte de daños que fue verificado con visitas a los inmuebles.

Los edificios se seleccionaron de tal manera que fueran simétricos en planta y elevación, de mediana altura y que la falla más significativa estuviera localizada en elementos verticales (columnas y muros). Los daños graves consistieron en todos los casos en grietas mayores de 1 mm. en columnas y muros así como pérdida de recubrimiento y pandeo de varillas de refuerzo.

Teniendo la información de cada uno de los edificios se llevó a cabo el análisis estático y el dinámico de acuerdo con el procedimiento siguiente:

#### 2.2.1 Análisis Estático

a) Se simula la acción del sismo por medio de fuerzas horizontales que actúan en los centros de masa de los pisos, en dos direcciones ortogonales. Estas fuerzas horizontales se calculan según el criterio del RDF76 (DDF, 1976) para el análisis estático, es decir, se toman iguales al peso de la masa correspondiente de cada nivel por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre el nivel

de desplante. El factor de proporcionalidad se toma de tal manera que la fuerza cortante en la base dividida entre el peso del edificio sea igual al coeficiente sísmico dividido por el factor de ductilidad ( $c/Q$ ). Se intenta determinar el valor de  $c/Q$  correspondiente a la falla, denominado coeficiente de resistencia "KE", el cual es supuesto en la primera etapa del análisis.

b) Se efectúa el análisis estructural del edificio utilizando el programa SUPER-ETABS (Maison y Neuss, 1983) el cual supone que el edificio está formado por marcos y/o muros ligados entre si por sistemas de piso indeformables en su plano.

c) Se calculan las resistencias de las secciones de los diferentes elementos estructurales que forman el edificio, con base en los proyectos originales y según las Normas Técnicas Complementarias del RDF76.

d) Se revisa si los elementos mecánicos obtenidos han alcanzado la resistencia última en un número de elementos suficientes para que se reproduzca la falla observada en el edificio.

e) Si no se ha alcanzado todavía el estado de falla o si por el contrario ya se ha sobrepasado, entonces se aumenta o se disminuye, según sea el caso, el coeficiente de resistencia  $K_E$  y se realiza un nuevo análisis.

Este procedimiento se repite hasta obtener el coeficiente de resistencia  $K_E$  asociado a la falla del edificio.

### 2.2.2 Análisis Dinámico

a) Se simula la acción del sismo por medio de un espectro de diseño con la misma forma que propone el RDF87 para la zona del lago, considerando que la aceleración máxima del espectro es igual al coeficiente sísmico reducido por el factor de ductilidad ( $c/Q$ ). La intención es determinar el valor de  $c/Q$  correspondiente a la falla, denominado coeficiente de resistencia " $K_D$ ". Este coeficiente es supuesto en la primera etapa del análisis.

b) Se efectúa el análisis modal espectral del edificio utilizando el programa SUPER-ETABS.

c) Con los resultados obtenidos en el inciso anterior se sigue el mismo proceso de revisión descrito para el caso del análisis estático en los incisos c, d y e.

Al igual que en el análisis estático, este procedimiento se sigue hasta obtener el coeficiente de resistencia  $KD$  que provoca la falla.

## 2.3 RESULTADOS

### 2.3.1 Análisis estático.

Los coeficientes de resistencia  $KE$  obtenidos de aplicar el método estático en cada edificio se pueden observar en la tabla 2. Iglesias (1987), propone usar como medida cuantitativa de la intensidad a la capacidad sísmica de los edificios gravemente dañados por el sismo representada por el coeficiente  $K$ . Siguiendo este mismo criterio, se colocaron sobre el mapa de intensidades de la Ciudad de México (figura 2) los 13 puntos de intensidad  $KE$  obtenidos de aplicar el método estático. Se puede observar que los valores  $KE$  coinciden con los asignados a la zona donde se ubica cada edificio, los cuales se definieron en la misma referencia y aparecen tabulados en la tabla 1. En la tabla 2 aparece la zona que le corresponde a cada edificio.

TABLA 1  
Zonas de diferente intensidad

zona	coeficiente resistente		
I		K	0.05
II	0.05	< K	0.06
III	0.06	< K	0.08
IV	0.08	< K	0.09
V	0.09	< K	0.11
VI	0.11	< K	

### 2.3.2 Análisis dinámico

En la tabla 2 se presentan también los resultados obtenidos con el análisis dinámico. Se puede observar que en todos los casos el coeficiente KD obtenido por este método es siempre mayor que el coeficiente KE encontrado con el análisis estático, los cocientes KE/KD incluidos en la misma tabla muestran que la capacidad sísmica obtenida con el método estático es del 60% al 86% de la derivada del análisis modal.

En todos los casos el modo fundamental representó más del 90% de la respuesta total.

Como se puede apreciar en la tabla 2 los edificios se ubican en diferentes zonas de intensidad, que va de la III a la VI. Para aprovechar los resultados obtenidos del análisis dinámico se normalizaron los coeficientes sísmicos con



TABLA 2  
Resultados de los análisis estático y dinámico.

edifi- cio	tipo est.	núm. nivs	zona	period fund.	piso crit.	KE	KD	KE KD	KN zona V	KN zonaVI
IC51	M	13	III	2.17	6	0.064	0.093	0.68	0.19	0.13
INb3	M	5	III	1.99	1	0.080	0.133	0.60	0.27	0.19
BO35	M	4	III	1.24	2	0.075	0.104	0.72	0.21	0.15
SAB8	M	13	IV	1.36	4	0.090	0.130	0.69	0.22	0.15
LI88	M	9	V	1.49	5	0.090	0.105	0.86	0.15	0.11
MO85	M	9	VI	1.73	1	0.140	0.200	0.70	0.20	0.14
JA88	M	5	VI	0.94	2	0.125	0.150	0.83	0.16	0.12
TO30	M	9	VI	1.81	3	0.115	0.140	0.82	0.15	0.11
CM31	LR	5	VI	0.99	1	0.145	0.200	0.73	0.20	0.14
FS27	LR	11	III	2.44	6	0.060	0.083	0.72	0.17	0.12
FS35	LR	11	III	2.10	6	0.060	0.085	0.71	0.17	0.12
ZE25	LR	12	V	1.52	6	0.110	0.160	0.69	0.22	0.16
VE80	LR	7	V	2.09	3	0.105	0.140	0.75	0.20	0.14

M- sistema estructural a base de marcos

LR-sistema estructural a base de losa plana reticular

respecto a la zona V en la que se registró el acelerograma SCT, y con respecto a la zona VI de mayor intensidad, para lo cual se consideró el valor promedio de los coeficientes de resistencia de la tabla 1. De esta manera se obtuvieron los valores normalizados KN que aparecen en la tabla 2.

En la figura 3 se graficaron estos coeficientes de resistencia normalizados contra el periodo fundamental de cada uno de los edificios. Estas gráficas resultantes se pueden considerar como espectros de respuesta del sismo de 1985, los cuales incluyen la reducción por ductilidad y degradación de resistencia y rigidez de las estructuras reales. En esta misma figura 3 se han incluido los espectros de respuesta inelásticos obtenidos por Avila y Meli (1986) a partir del acelerograma SCT componente E-O, para un factor de ductilidad de 4, un amortiguamiento crítico del 5%, y una degradación en resistencia del 0%, 5%, y 10%. Si se comparan las gráficas de ambos trabajos se observa que en general para el intervalo de periodos de los edificios las curvas tienen configuraciones muy similares sobre todo si se comparan las que corresponden a valores del 5% y 10% de degradación de resistencia, y en la zona cercana a los 2 segundos las curvas son mayores que las correspondientes a una degradación del 0%.

SEGUNDA PARTE  
REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD

3.1 DUCTILIDAD

El factor de ductilidad se ha definido tradicionalmente como la relación entre la deformación total (elástica mas plástica) y la deformación en el límite elástico. Los criterios para definir los requerimientos de ductilidad se pueden entender de varias maneras.

Por una parte, la ductilidad de las secciones de concreto reforzado se puede expresar mediante la relación entre la curvatura máxima y la curvatura de fluencia, si se supone que predominan las deformaciones a flexión. En general el factor de ductilidad de curvatura disponible es grande. Esta relación define solamente la ductilidad de un elemento, es decir, se trata de una ductilidad local. De igual manera una ductilidad de rotación, definida como el cociente entre la rotación última y la rotación de fluencia, representa una ductilidad local.

Otro criterio para expresar la ductilidad lo constituye el factor de ductilidad de desplazamiento  $\mu$  que se obtiene al dividir el desplazamiento lateral último entre el desplazamiento lateral de fluencia.

Así, el factor de ductilidad de entrepiso se puede expresar a partir de la relación resistencia-desplazamiento relativo del entrepiso. La ductilidad de entrepiso quizás sea el concepto más adecuado al referirse a la ductilidad de un edificio.

En este trabajo el criterio seguido para obtener las ductilidades de entrepiso fue el propuesto por Chopra y Newmark (Rosenblueth et al., 1982), que consiste en considerar un patrón de desplazamientos correspondientes al modo preferible de deformación de la estructura de tal forma que la energía inelástica sea absorbida de la manera más general como sea posible.

## 3.2 CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO ESTUDIADO

### 3.2.1 Estructura.

Se trata de una edificio de concreto reforzado de 7 niveles con un sótano, estructurado a base de columnas y sistema de piso de losa reticular, con muros de mampostería en las zonas de servicio, los cuales están desligados de las columnas. En la figura 5 se muestra la planta tipo del edificio. La cimentación consiste en un cajón de sótano con contratraveses ubicadas en los ejes de columnas y con un muro perimetral de concreto. En la tabla 2 este edificio esta clasificado como VE80.

### 3.2.2 Descripción de daños.

Columnas.- en las columnas de los marcos 2 y 7 de los ejes A,B y C en los niveles 1,2 y 4 los daños consistieron en grietas mayores de 1mm., mientras que todas las columnas del tercer nivel en los mismos marcos sufrieron los daños más severos, pues además de agrietamientos se observó pérdida de material y varillas visibles. En los 3 niveles superiores se presentaron solamente grietas menores de 1mm. en los marcos 2 y 7

Sistema de piso.- se observaron grietas importantes en las losas de los niveles 2,3 y 4 pero únicamente en las zonas de los huecos de escaleras de los marcos 3 y 6.

Este edificio no tuvo problemas de golpeteo debido a que se encuentra bastante separado de sus inmuebles vecinos.

### 3.3. SELECCION DEL MARCO PARA ANALISIS

Como el programa utilizado en este trabajo, DRAIN-2D (Powell y Kanaan, 1973), hace solamente un análisis bidimensional, es necesario elegir un marco plano del edificio de tal manera que sea representativo para los fines que se buscan. El marco que se eligió para ser analizado fue el marco 2 , que junto con el 7 , sufrió los daños mas severos. Además en estos dos marcos no existen huecos que dificulten el modelado de las losas como vigas equivalentes.

Se trata de un marco orientado en la dirección del lado corto del edificio, el cual coincide también con la dirección Este-Oeste.

Las características, dimensiones y armados del marco estudiado se muestran en las figuras 6 y 7.

### 3.4 METODO DE ANALISIS

El análisis dinámico no lineal del marco se llevó a cabo utilizando el programa DRAIN-2D, este programa de análisis proporciona la respuesta de una estructura plana considerando una variación de las aceleraciones, velocidades y desplazamientos, incluidos en la ecuación del movimiento, dentro de intervalos discretos de tiempo  $\Delta t$ . El programa utiliza el método de integración con aceleración constante en el intervalo de tiempo considerado.

Este programa toma en cuenta el comportamiento no lineal al considerar que en cada elemento estructural el momento resistente tiene un comportamiento bilineal, es decir, supone que el miembro tiene dos componentes en paralelo: la primera es elasto-plástica y desarrolla una articulación plástica concentrada cuando el momento en la sección considerada excede al momento de fluencia  $M_y$ , la segunda componente permanece siempre elástica.

De esta manera la rigidez de la estructura correspondiente al intervalo de tiempo  $\Delta t$  en consideración es evaluada con base en los momentos existentes al comienzo del intervalo, y los desplazamientos calculados en este intervalo de tiempo son adicionados a los existentes al comienzo del mismo para obtener la deformación final, y de esta manera calcular las fuerzas en los miembros a partir de las cuales se obtendrán los coeficientes de rigidez apropiados en el siguiente intervalo de tiempo.

### 3.4.1 Rigideces

#### 3.4.1.1 Columnas

En el modelo utilizado en este trabajo se consideraron los momentos de inercia geométricos de las columnas, tomando en cuenta que la presencia de carga axial reduce considerablemente la posibilidad de agrietamiento por tensión en las fibras extremas.

#### 3.4.1.2 Vigas equivalentes

Debido a que el número de nervaduras que llegan al capitel de la losa es de solamente 3, y a que el ancho que abarcan estas 3 nervaduras es mayor que  $c+3h$  (ancho comunmente recomendado para el cálculo de las inercias en losas reticulares, donde  $c$  es el lado de la columna perpendicular a la dirección de análisis y  $h$  el espesor de la losa), se decidió tomar en cuenta la inercia que proporcionan estas nervaduras considerando que en este caso particular las 3 contribuyen a la rigidez.

### 3.4.2 Diagramas momento-rotación

El programa DRAIN-2D supone la fluencia en los elementos de la estructura considerando articulaciones plásticas concentradas y maneja solo rotaciones, por lo cual es necesario proporcionarle la pendiente de la rama post-elástica. Las relaciones momento rotación se obtuvieron de la siguiente manera para el marco en estudio:



#### 3.4.2.1 Columnas

Para determinar las curvas momento-rotación es necesario conocer antes las curvas momento-curvatura de cada una de las diferentes secciones, las cuales se obtuvieron siguiendo el criterio usado por Bernal (1972) y utilizando el programa CO-SECOR de la misma referencia. En la figura 8 se muestra una gráfica para el marco en estudio.

#### 3.4.2.3 Vigas equivalentes

Las graficas momento-rotación para las losa se obtuvieron siguiendo el criterio de Sordo et al. (1988), de considerar que la losa se comporta como una parrilla sujeta a dos momentos antimétricos en sus extremos, de esta manera se puede obtener gráficas M- $\theta$  como las de la figura 9.

#### 3.4.3 Resistencias

##### 3.4.3.1 Diagramas de interacción

Las columnas se modelaron utilizando el elemento que DRAIN-2D llama columna flexocomprimida (beam-colum) el cual requiere que se le defina un diagrama de interacción (P-M) trilíneal para poder determinar las fluencias en las secciones de las columnas de concreto.

Como los diagramas de interacción de fluencia de las columnas de concreto no tienen una forma trilineal, es necesario entonces hacer una idealización de ellos de tal manera que exista congruencia en el rango de las cargas axiales de interés. Para lograr lo anterior fue necesario obtener las curvas de interacción reales y graficar sobre ellas las combinaciones de carga obtenidas de una corrida preliminar.

Por otra parte debido a las características particulares de la distribución y orientación de las columnas en el edificio, que durante el temblor ocasionaron que hubiera una considerable interacción de momentos en las dos direcciones ortogonales, fue necesario afectar las resistencias obtenidas en las columnas, para lo cual se hizo el análisis de un marco central perpendicular al de interés, usando el acelerograma Norte-Sur.

#### 3.4.3.2 Resistencia en losas

El tipo de elemento seleccionado para las vigas en el análisis es el de vigas de concreto reforzado (R C beam), que considera un comportamiento histerético según el modelo de Takeda. En este caso es necesario especificar los momentos de fluencia  $+M_y$  y  $-M_y$ , los cuales se obtuvieron de las gráficas momento rotación de las parrillas.

#### 3.4.4 Amortiguamiento

La matriz de amortiguamiento se puede definir a partir de las matrices de masa y de rigidez elástica de la siguiente manera:

$$[C] = a_0 [M] + a_1 [K]$$

donde  $a_0$  y  $a_1$  son coeficientes que se definen a partir de los porcentajes  $\lambda_i$  y  $\lambda_j$  del amortiguamiento crítico en dos periodos  $T_i$  y  $T_j$  de la estructura elástica, y están dados por las siguientes expresiones:

$$a_0 = 4\pi \frac{(T_j \lambda_j - T_i \lambda_i)}{T_j^2 - T_i^2}$$

$$a_1 = \frac{T_i T_j (T_j \lambda_i - T_i \lambda_j)}{\pi(T_j^2 - T_i^2)}$$

En este trabajo se seleccionó un porcentaje del amortiguamiento crítico de 5% para los dos primeros modos de la estructura.

#### 3.4.5 Efectos de segundo orden

El programa DRAIN-2D tiene la opción de considerar los efectos de segundo orden (efectos P- $\Delta$ ) en las columnas a

través de la matriz de rigidez geométrica (geometric stiffness). Este fenómeno es tomado en cuenta de una manera aproximada puesto que la matriz se calcula a partir de las cargas axiales estáticas en las columnas, y en el análisis dinámico estas cargas axiales fluctúan debido a los momentos sísmicos de volteo. Sin embargo la aproximación es muy razonable puesto que estas variaciones son pequeñas con respecto a la carga axial inicial.

La matriz de rigidez geométrica fue incluida en el análisis para todas las columnas.

#### 3.4.6 Paso de integración

Como la precisión de los resultados esta en función de la selección del paso de integración  $\Delta t$ . Es conveniente que este intervalo sea lo suficientemente pequeño para que los puntos del acelerograma sean descritos adecuadamente. En el caso de un sistema elástico se recomienda que el paso  $\Delta t$  sea la décima parte del periodo correspondiente al último modo que se desea involucrar en la respuesta.

En este trabajo el intervalo de digitización del acelerograma fue de 0.02 seg que equivale a considerar hasta el quinto modo de la estructura analizada.

### 3.4.7 Acelerograma

El acelerograma utilizado en el análisis del marco seleccionado fue el registrado el 19 de Septiembre en el centro SCT componente Este-Oeste (figura 10), debido a que el marco está orientado en esta dirección, y a que el edificio está muy cercano al sitio del registro. Para este análisis no se usó todo el registro que es de aproximadamente 180 seg., solamente se consideraron los 50 seg. correspondientes a la parte más intensa que es la que realmente provoca el comportamiento inelástico de la estructura.

### 3.5 RESULTADOS

Las articulaciones plásticas derivadas del análisis de este trabajo se ilustran en la figura 11, en la cual se indican las rotaciones plásticas máximas de cada una de las articulaciones ocurridas tanto en columnas como en losas. De igual manera en la figura 12 se presentan las rotaciones máximas acumuladas.

Como se puede observar las mayores rotaciones en columnas se presentan tanto en el primer entrepiso como en el tercero, los daños graves observados se presentaron en los cuatro primeros niveles siendo más significativos en el tercer nivel, donde la sección de las columnas disminuye.

Por lo que respecta a las losas, aunque a la hora de la inspección no se detectaron daños graves visibles, es evidente según el análisis que estas entraron al rango inelástico.

Los desplazamientos máximos de entrepiso ocurridos durante el análisis se muestran en la tabla 3, en la que se indican también los desplazamientos de entrepiso correspondientes al límite de fluencia (figura 13), obtenidos de aplicar una carga estática creciente al marco que lo deforme según su modo preferible de deformación, Chopra y Newmark (Rosenblueth, 1982).

Con estos resultados se puede calcular la ductilidad de entrepiso  $Q$ , al dividir los desplazamientos máximos de entrepiso  $\Delta_{max}$  entre los de fluencia, correspondientes tanto a la primera fluencia en el entrepiso  $\Delta_1$ , como al de la curva idealizada  $\Delta_2$  (fig 13). En la tabla 3 se indican los factores de ductilidad obtenidos con los dos criterios, y la ductilidad promedio.

TABLA 3  
Ductilidades de entrepiso.

Entrepiso	$\Delta_{max}$	$\Delta_1$	$\Delta_2$	$Q_1$	$Q_2$	$Q_{prom}$
7	3.69					
6	3.41					
5	6.71	3.15		2.13		
4	7.19	3.38	4.40	2.13	1.63	1.88
3	8.74	3.38	5.30	2.59	1.65	2.12
2	8.18	4.68	5.35	1.75	1.53	1.64
1	7.29	1.45	2.60	5.02	2.80	3.91

Si se adopta como ductilidad del entrepiso a la ductilidad promedio, que corresponde al valor medio de los límites inferior y superior del rango de ductilidades calculado el valor máximo corresponde al primer entrepiso que fue en el que se presentaron primero las articulaciones plásticas, además en este entrepiso se presentaron las rotaciones acumuladas más grandes del marco, lo que indica según el modelo, que fue el entrepiso que disipó más energía. Aun cuando en el tercer entrepiso se obtuvo una ductilidad menor que en el primero, se puede pensar que ese valor tendería a ser mayor si se incluye en el análisis degradación de resistencia, fenómeno que no se consideró en el modelo.

En este trabajo se compararon los resultados de un análisis previo en el que no se consideró el efecto del sismo actuando en la dirección perpendicular a la analizada, con los resultados derivados de afectar de manera aproximada las resistencias de las columnas para considerar el efecto de momentos actuando en la otra dirección (que fue el modelo que finalmente se adoptó), se observó una gran diferencia en el comportamiento de las columnas, en el primer modelo la gran mayoría de las columnas que sufrieron daños graves no entraban en el rango inelástico; mientras que en el segundo los resultados se apegaron más a la realidad.

#### 4 CONCLUSIONES

Las fuerzas cortantes críticas obtenidas del análisis dinámico de los 13 edificios, representan del 60% al 86% de las que arrojó el análisis estático, siendo el valor promedio de 72%. Tal diferencia entre los dos métodos de análisis sugiere que con el análisis dinámico es necesario usar ordenadas espectrales mayores que con el estático si se quiere obtener el mismo nivel de seguridad. Tomando en cuenta la diferencia promedio de los dos métodos, el valor de 0.6 para el coeficiente sísmico que se propone al usar el análisis estático en las zonas de alta intensidad aumentaría a 0.8



Por otra parte los espectros obtenidos de los edificios dañados y que se presentan en la figura 3 son muy similares a los calculados a partir del acelerograma SCT-EO al considerar un amortiguamiento crítico del 5%, un factor de ductilidad de 4 y una degradación en resistencia entre el 5% y el 10%.

Con base en la diferencia que se obtuvo entre los métodos de análisis estático y dinámico, y teniendo en cuenta el rango de periodos del espectro de respuesta de de los edificios seleccionados en este trabajo, que va de 1.0 a 2.4 segundos, se propone utilizar una ordenada máxima de 0.8 (figura 14), cuando se use el análisis dinámico para este rango de periodos, en las zonas de alta intensidad

Con base en esta proposición y cuando se usa un factor de ductilidad de 4, la ordenada espectral máxima cubre el espectro de la zona V (figura 3) y excede en pequeños porcentajes al de la zona VI sobre todo en la región de los dos segundos.

Al afectar las resistencias de las columnas para tomar en cuenta el efecto del sismo en la dirección perpendicular a la analizada, los resultados cambian significativamente con respecto a considerar solo el efecto en el plano del marco. Si además se tiene en cuenta que un análisis no-lineal de este tipo con un programa como el DRAIN-2D da solo resultados aproximados, puesto que se trabaja con modelos simplistas de un fenómeno que es más complejo, los resultados obtenidos aquí dan solo una idea aproximada de la ductilidad desarrollada en el edificio real.

De acuerdo con el modelo usado en el análisis no-lineal el entrepiso crítico fue el primero, en el que se presentaron las máximas rotaciones plásticas y en el cual hubo un requerimiento de ductilidad de alrededor de 4. Por lo que se puede concluir que es posible que se desarrollen ductilidades del orden de 4 en este tipo de edificios, consideracion en que se basan los espectros de respuesta obtenidos en la primera parte.

## REFERENCIAS

Avila, J. and Meli, R. 1986, "Respuesta inelástica ante el acelerograma de SCT del sismo del 19 de septiembre de 1985", V Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz Ver. Mexico.

Bernal, D. 1982 "Relación entre las ductilidades de Diseño y las rotaciones plásticas en las secciones críticas de marcos de concreto", Proyecto 1727, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal.

Departamento del Distrito Federal, 1976 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Diario Oficial de la Federación.

Departamento del Distrito Federal, 1987 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Diario Oficial de la Federación.

Iglesias, J. et al., 1987 "Estudio de las intensidades del sismo del 19 de Septiembre en la Ciudad de México", Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco.

Gómez, A. et al., 1988 "Requerimientos de Resistencia impuestos por el sismo del 19 de septiembre en edificios de concreto". VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Puebla Pue. México.

Maison, B. and Neuss C. F., 1985 "SUPER-ETABS. An enhanced version of the ETABS program", University of California, Berkeley.

Powell, G. H. and Kanaan A ., 1973, "A general purpose computer program for analysis of inelastic plane structures", DRAIN-2D program, Report No. EERC 73-6, University of California, Berkeley.

Rosenblueth, E. editor 1982 "Diseño de estructuras resistentes a sismos". Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

Sordo, E. et al., 1988 "Requerimientos de Ductilidad y Resistencia impuestos por el sismo del 19 de septiembre en un edificio de concreto", VI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Puebla Pue. México.

Umemura, H., 1980, "A guideline to evaluate seismic performance of existing medium and low-rise reinforced concrete building and its application", Proc. 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul.



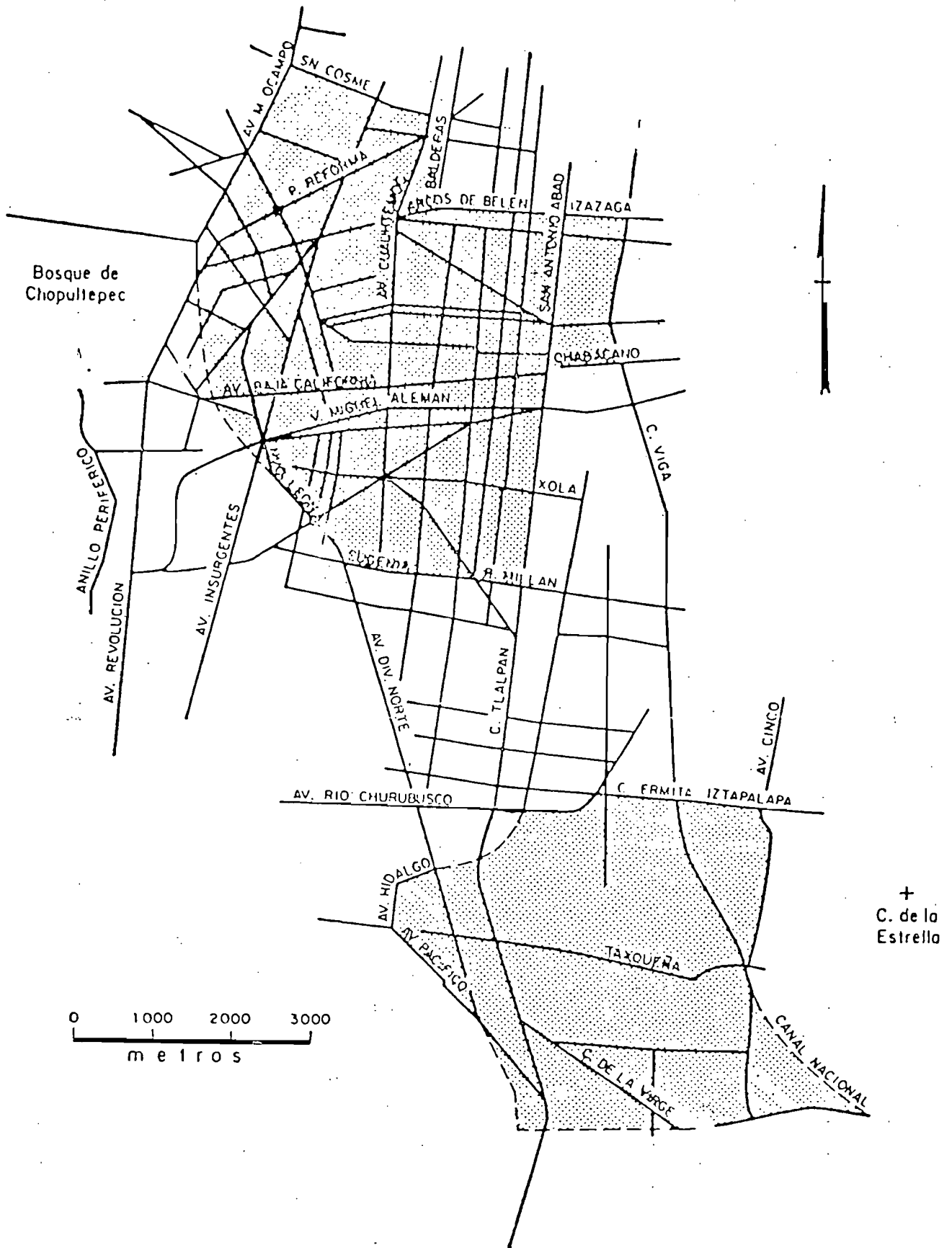


Figura 3.1 Subzonificación de la zona del lago y de la zona de transición.

Figura 1. Zonas de alta sismicidad consideradas en el RDF87

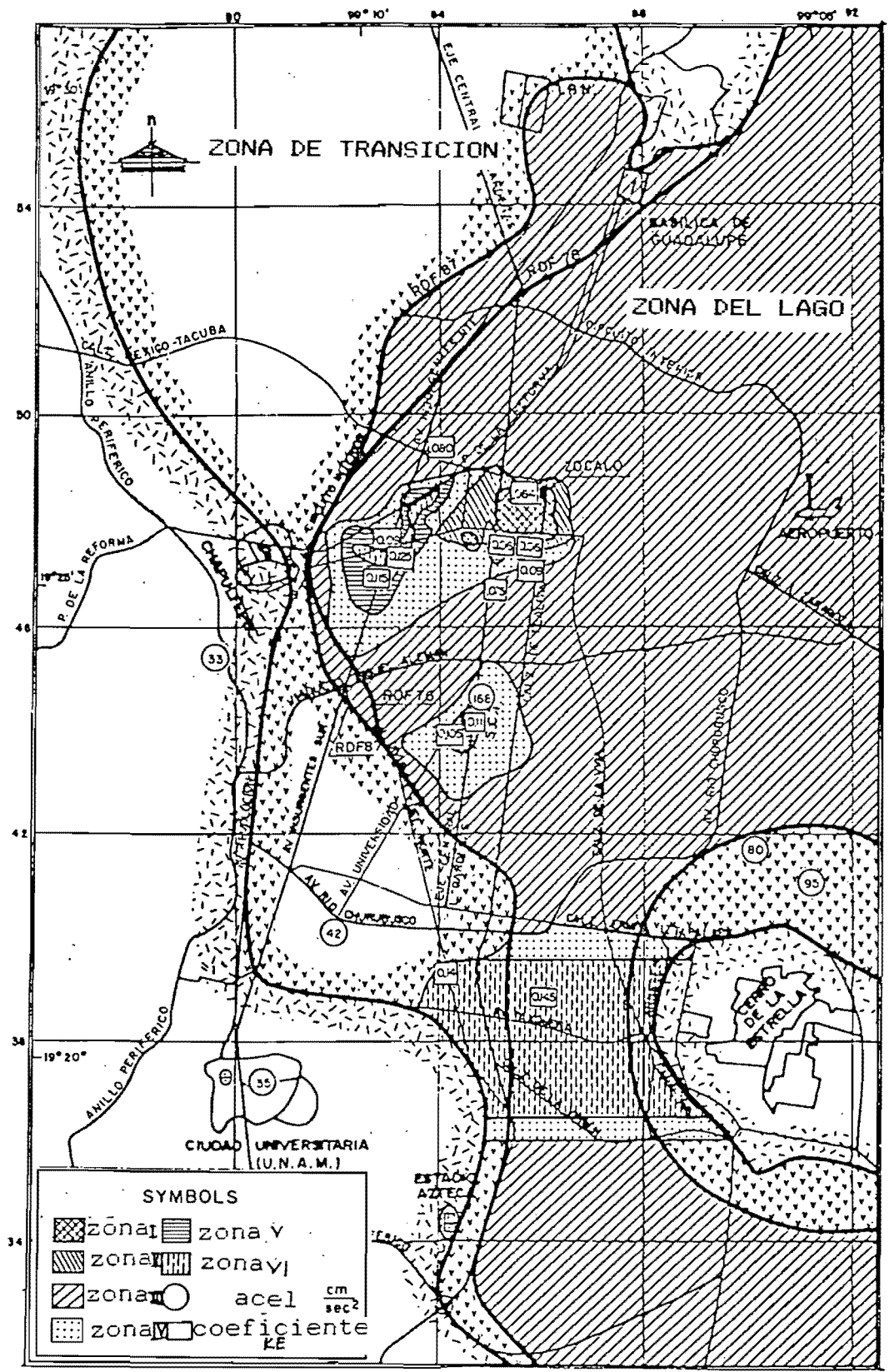


Figura 2 Mapa de intensidades del sismo de 1985 en la Ciudad de México.

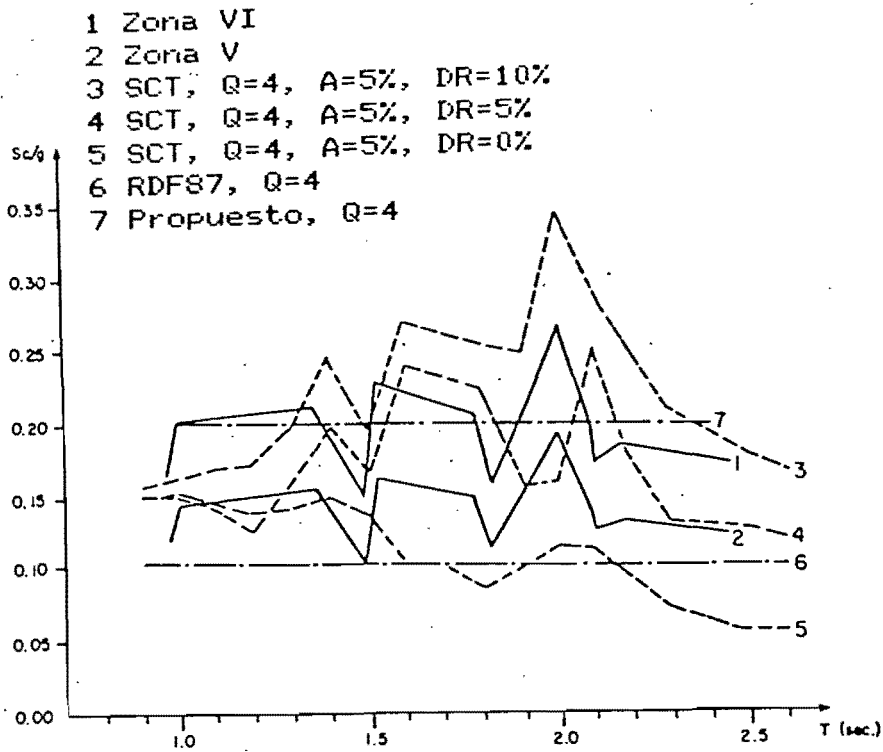


Figura 3 Espectros de respuesta.

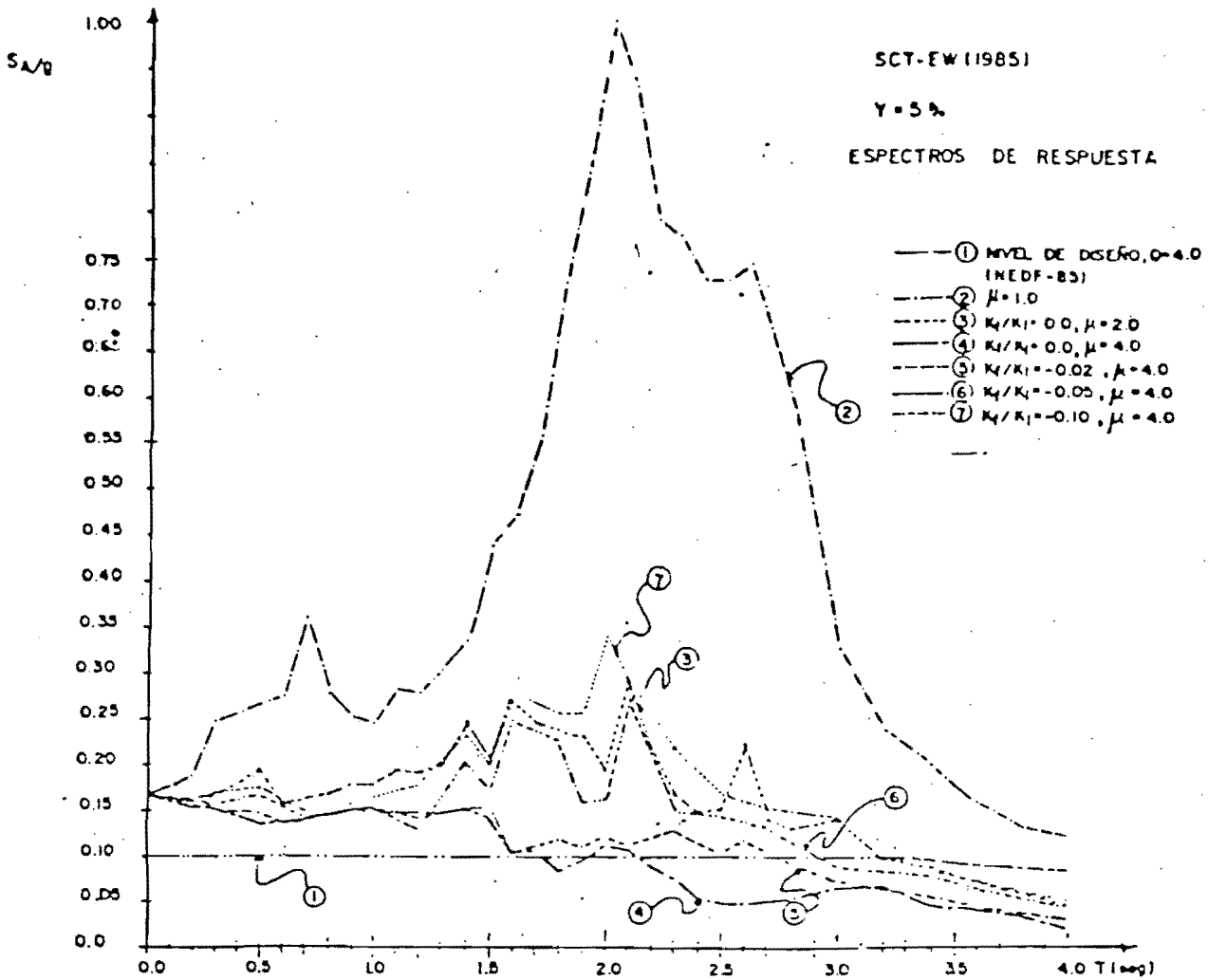


Figura 4. Espectros de respuesta SCT (E-O) considerando degradación de resistencia. Según Avila y Meli (1986).

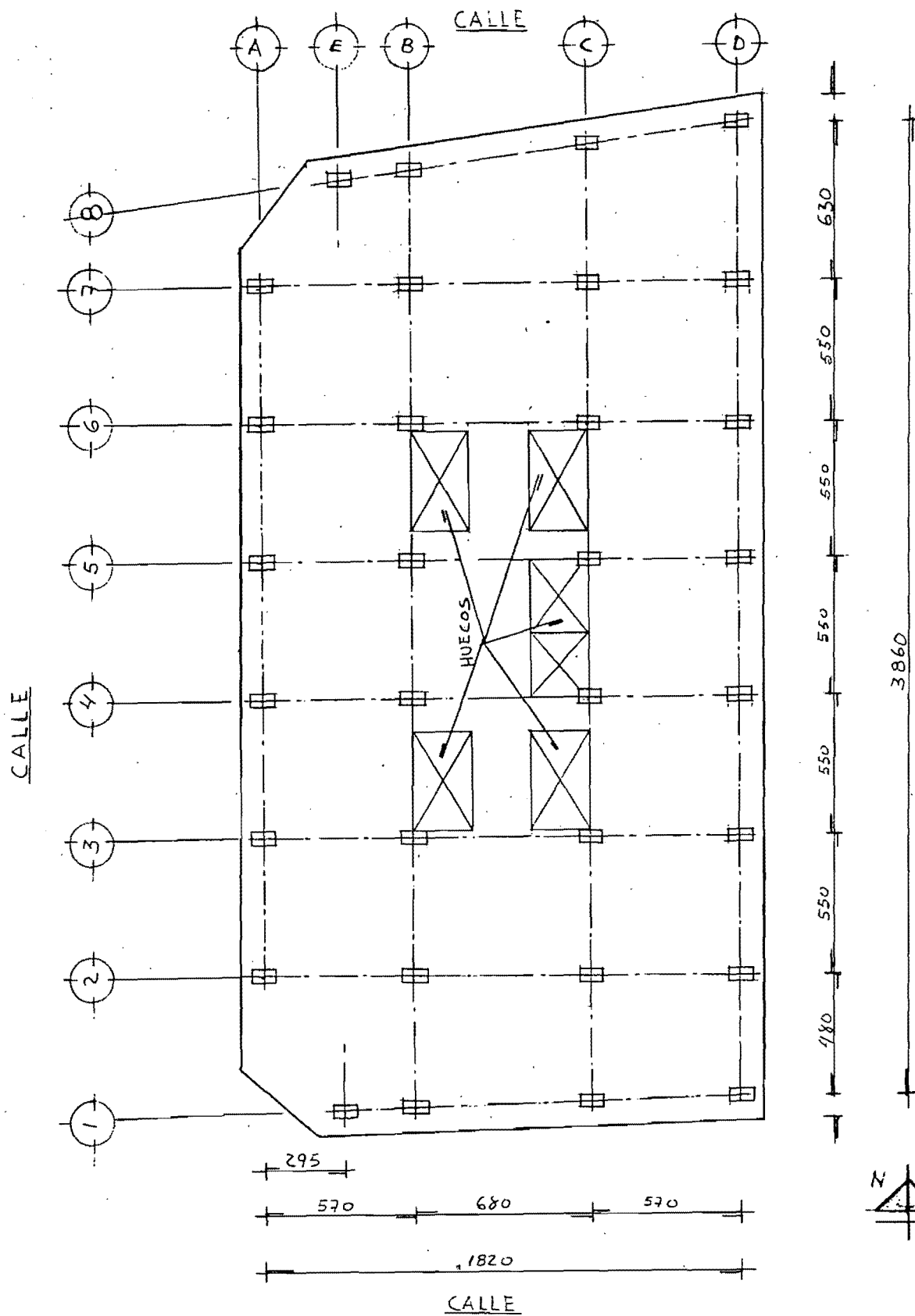
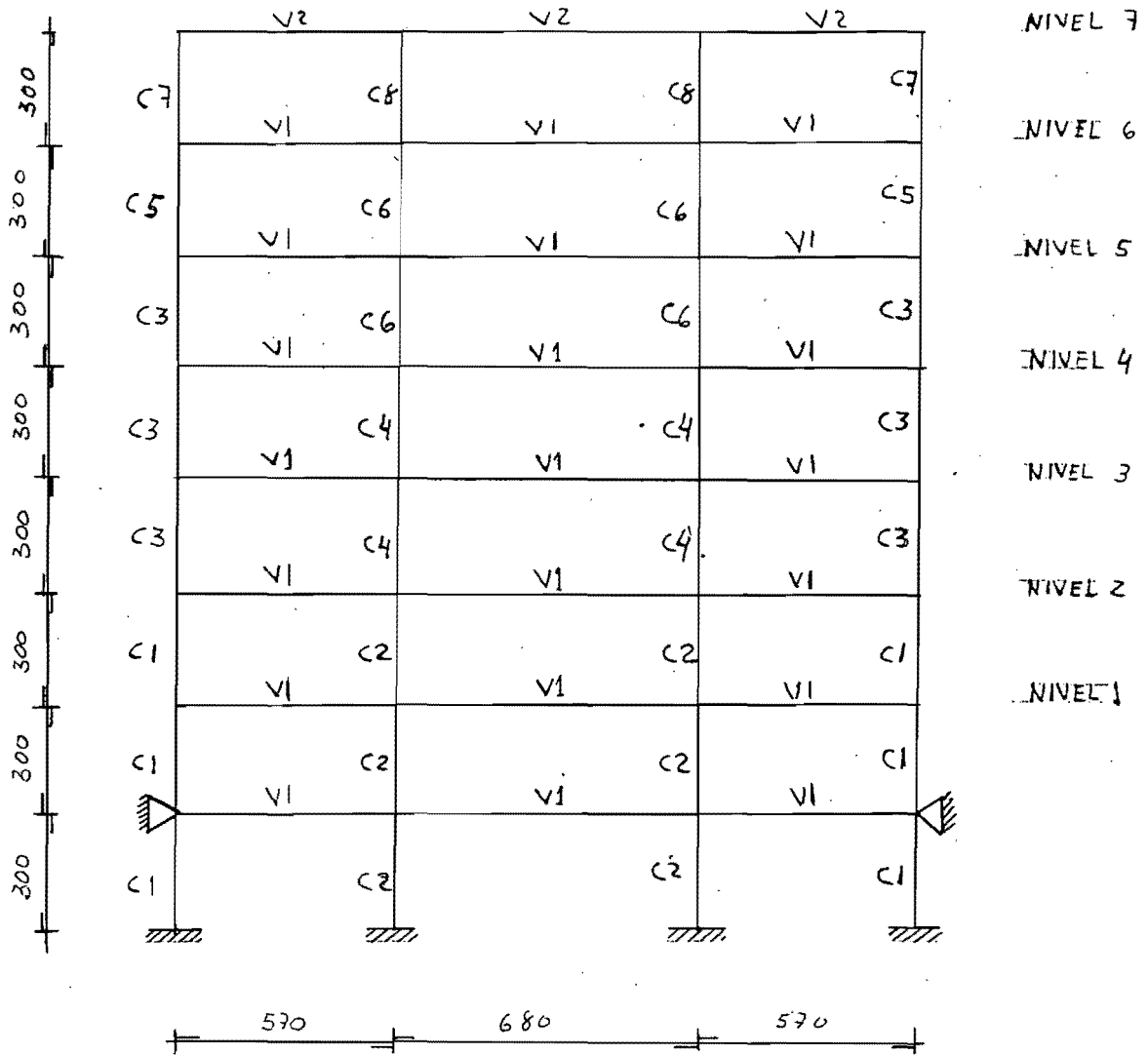


Figura 5. Planta tipo del edificio VE80.



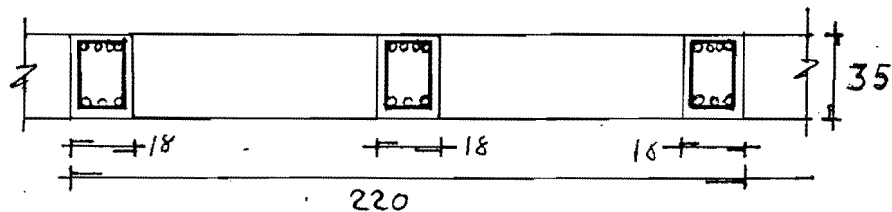
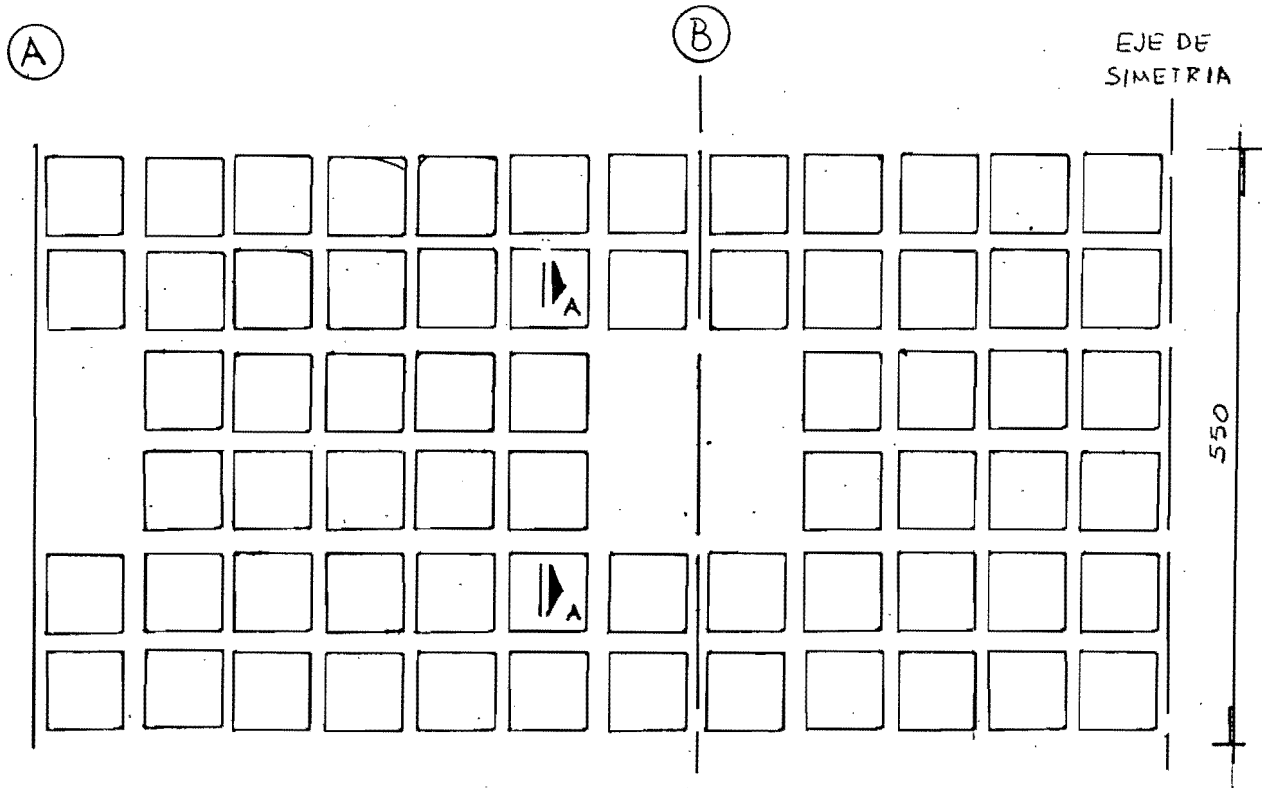


TIPO COL.	DIMENSIONES
C1	60 x 40
C2	80 x 40
C3	45 x 35
C4	75 x 35
C5	40 x 35
C6	60 x 35
C7	30 x 30
C8	40 x 30

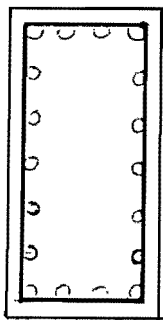
TIPO DE VIGA <sup>L</sup>	DIMENSIONES
V1	3. NERVADURAS DE 18 x 35
V2	LOSA DE 15 CM.

DIMENSIONES EN CENTIMETROS.

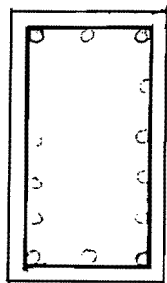
Figura 6. Dimensiones y modelo del marco analizado.



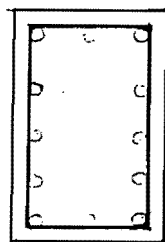
ARMADO TIPICO EN LOSAS



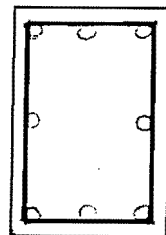
C2



C4



C1



C3

○ BARRAS DE 1"

ARMADO EN COLUMNAS

Figura 7. Armados tipicos en losas y columnas.

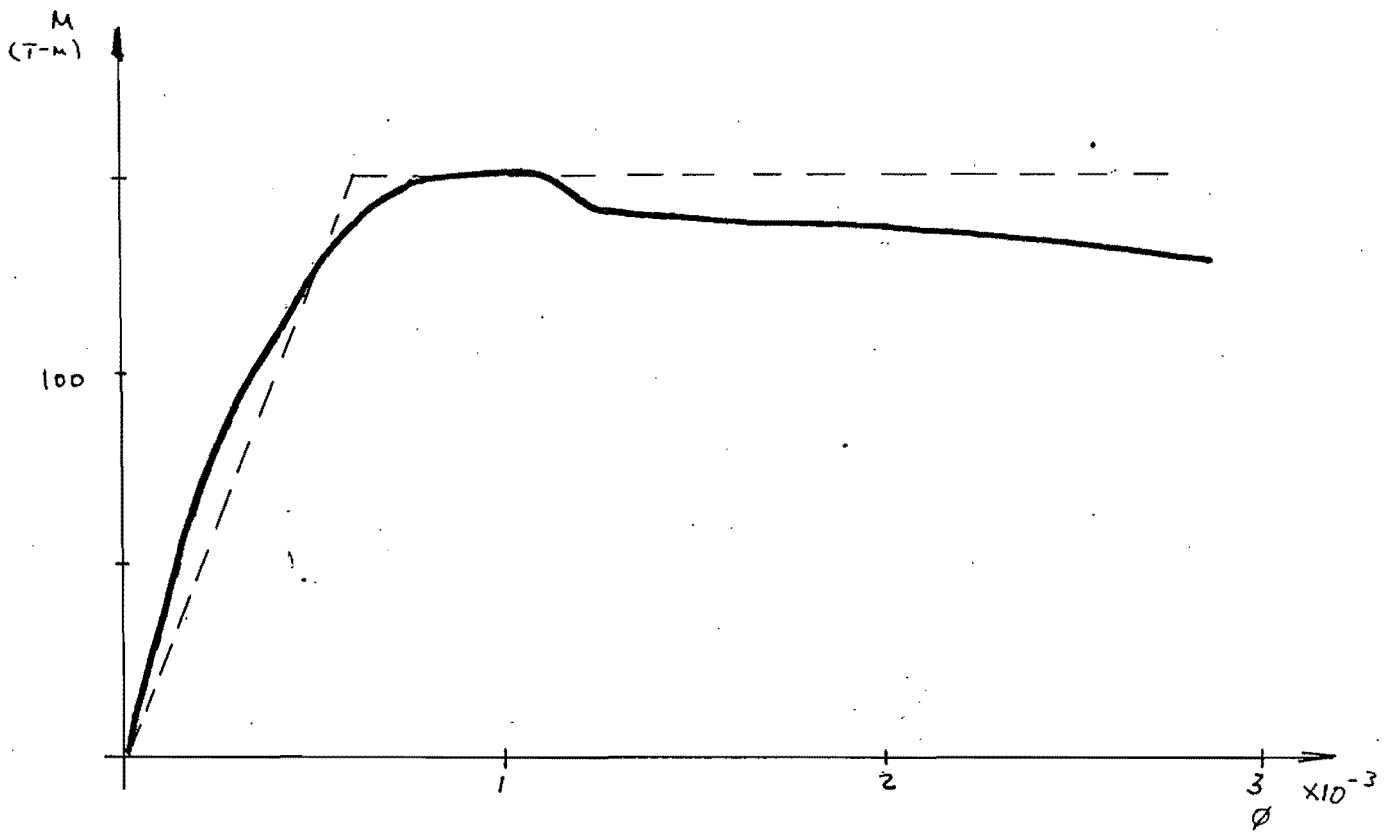


Figura 8. Diagrama momento-curvatura de una columna.

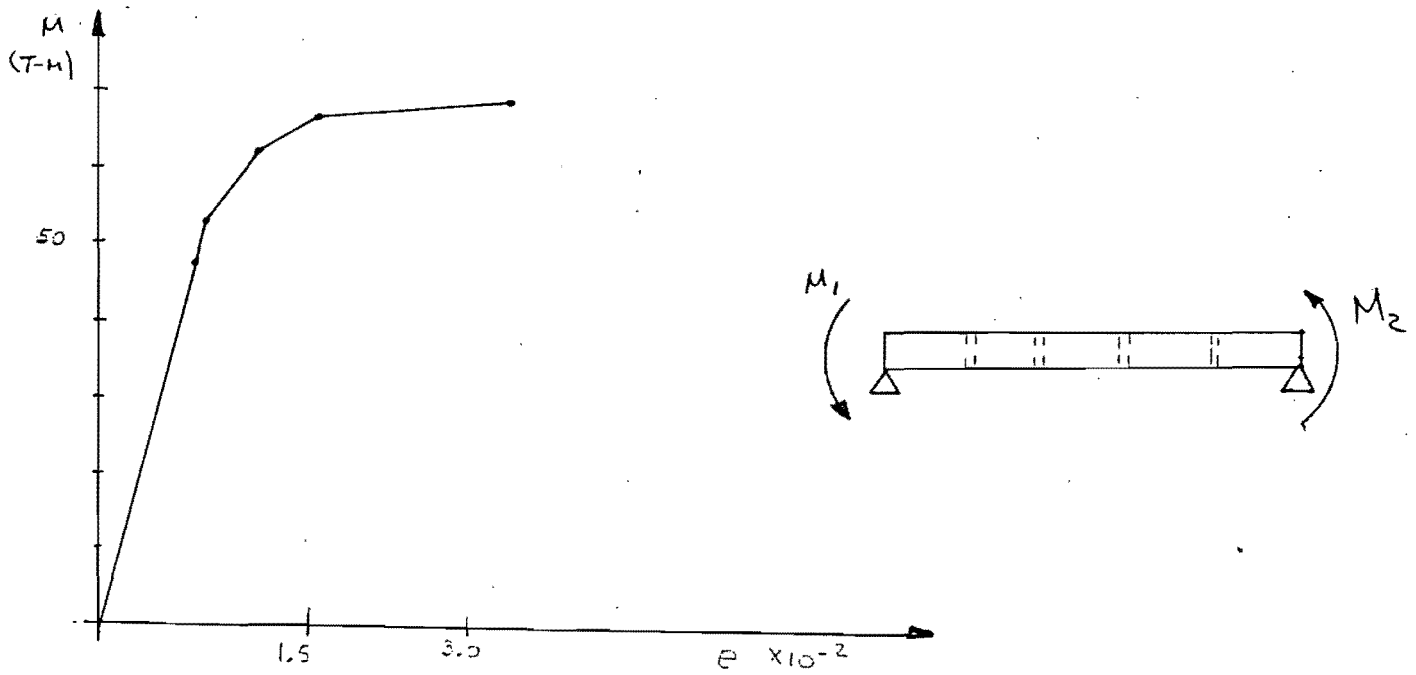


Figura 9. Diagrama momento-rotacion de una losa.

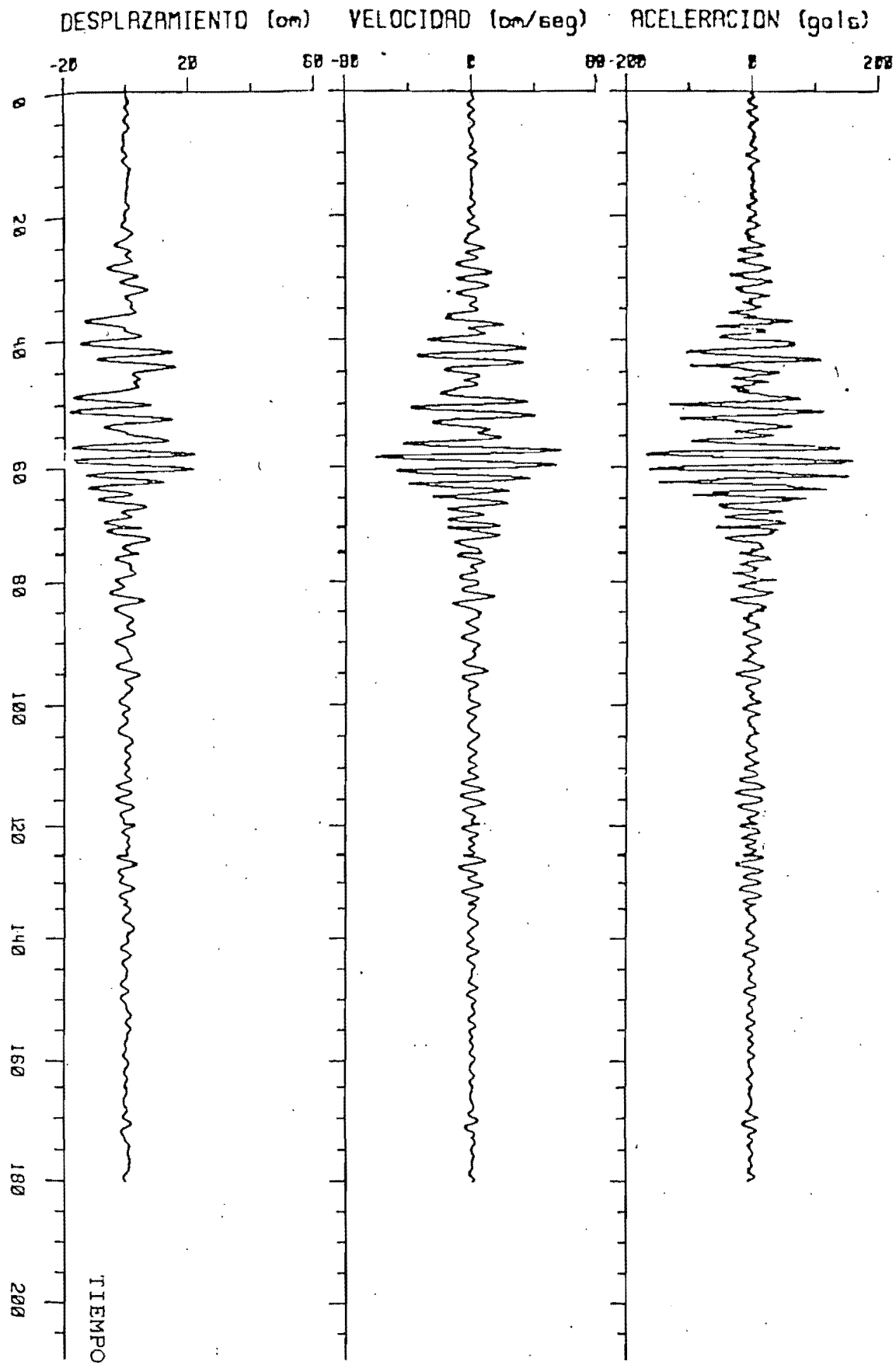


Figura 10. Sismo SCT. Componente E-O.

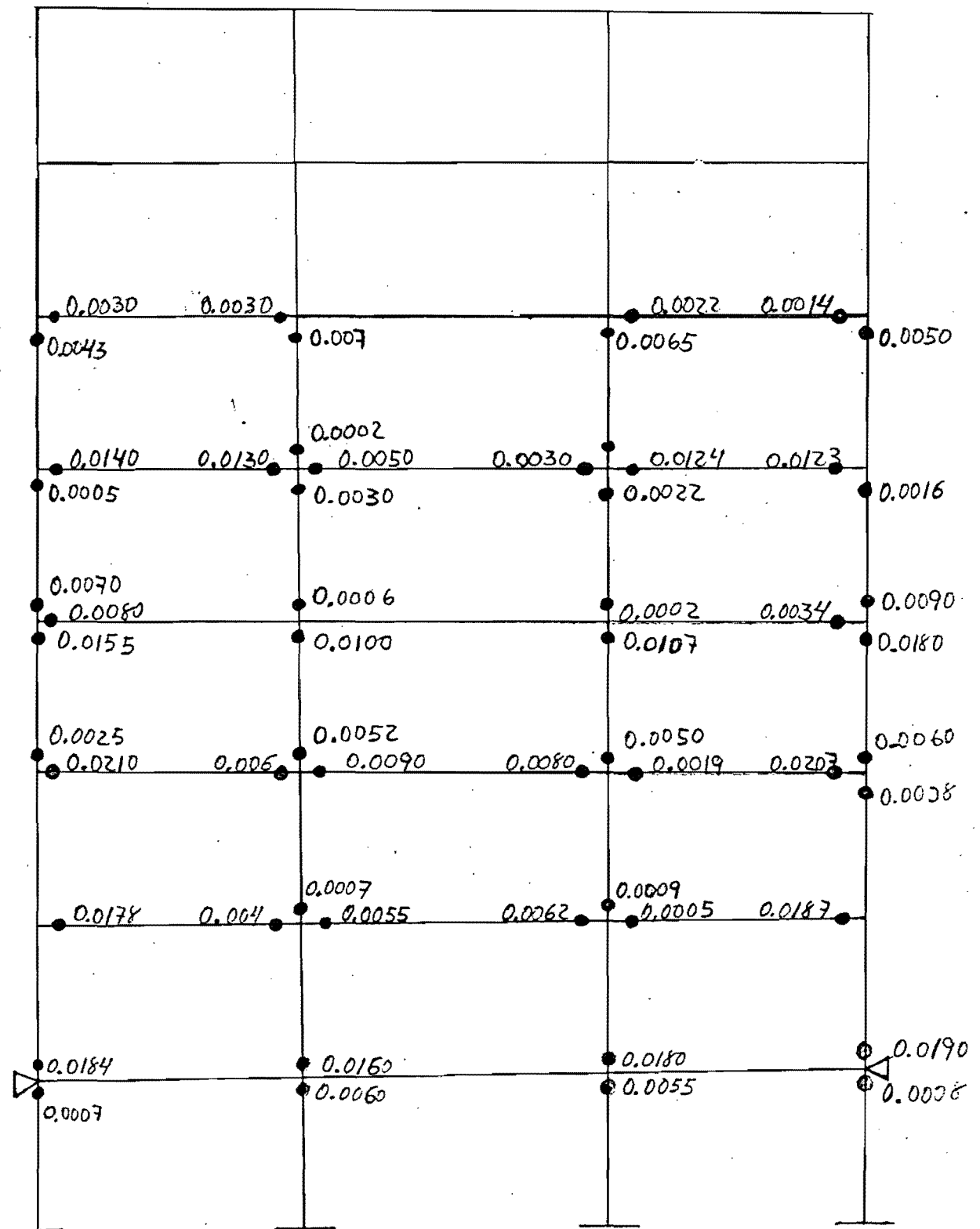


Figura 11. Rotaciones plásticas máximas.

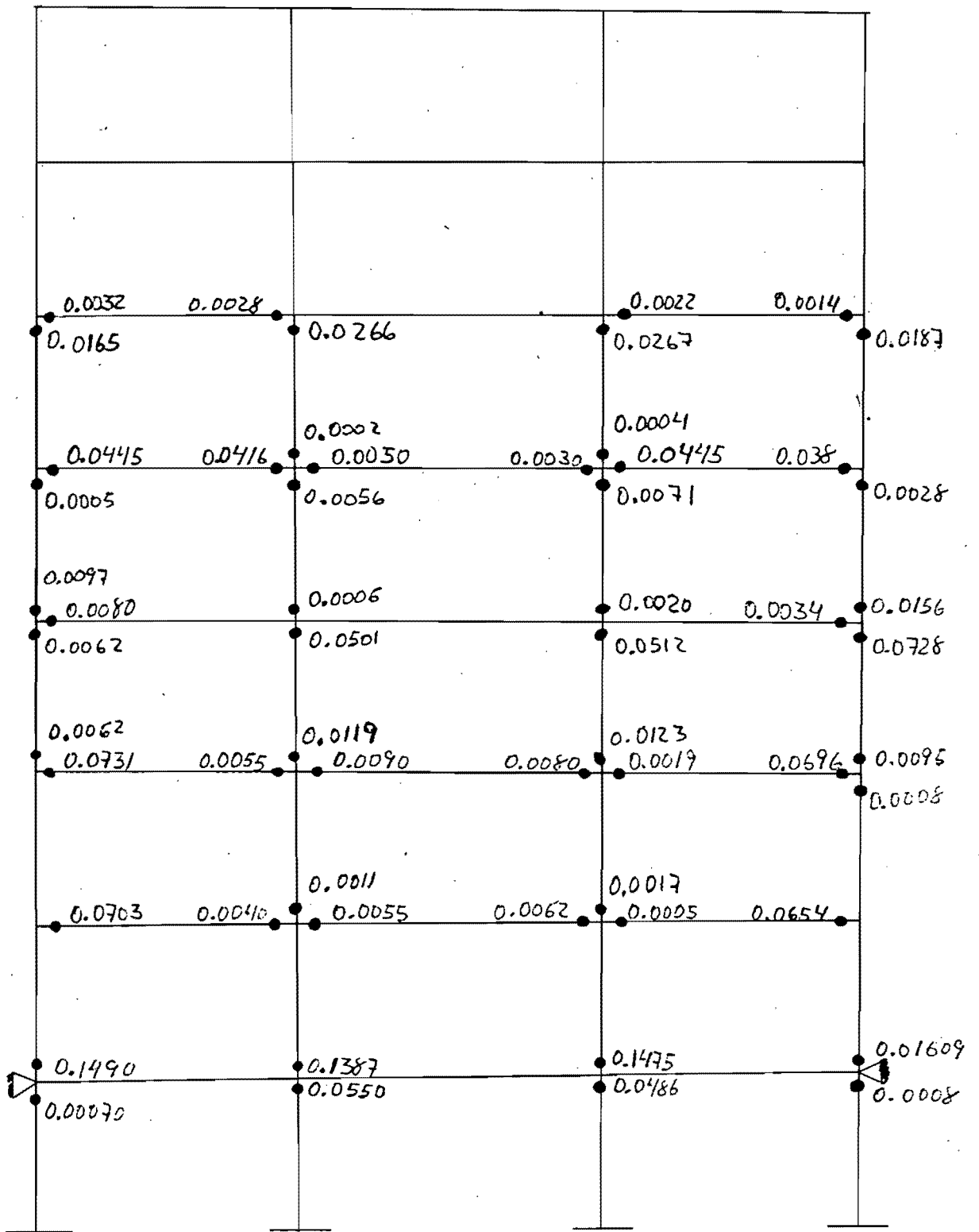


Figura 12. Rotaciones plásticas acumuladas.

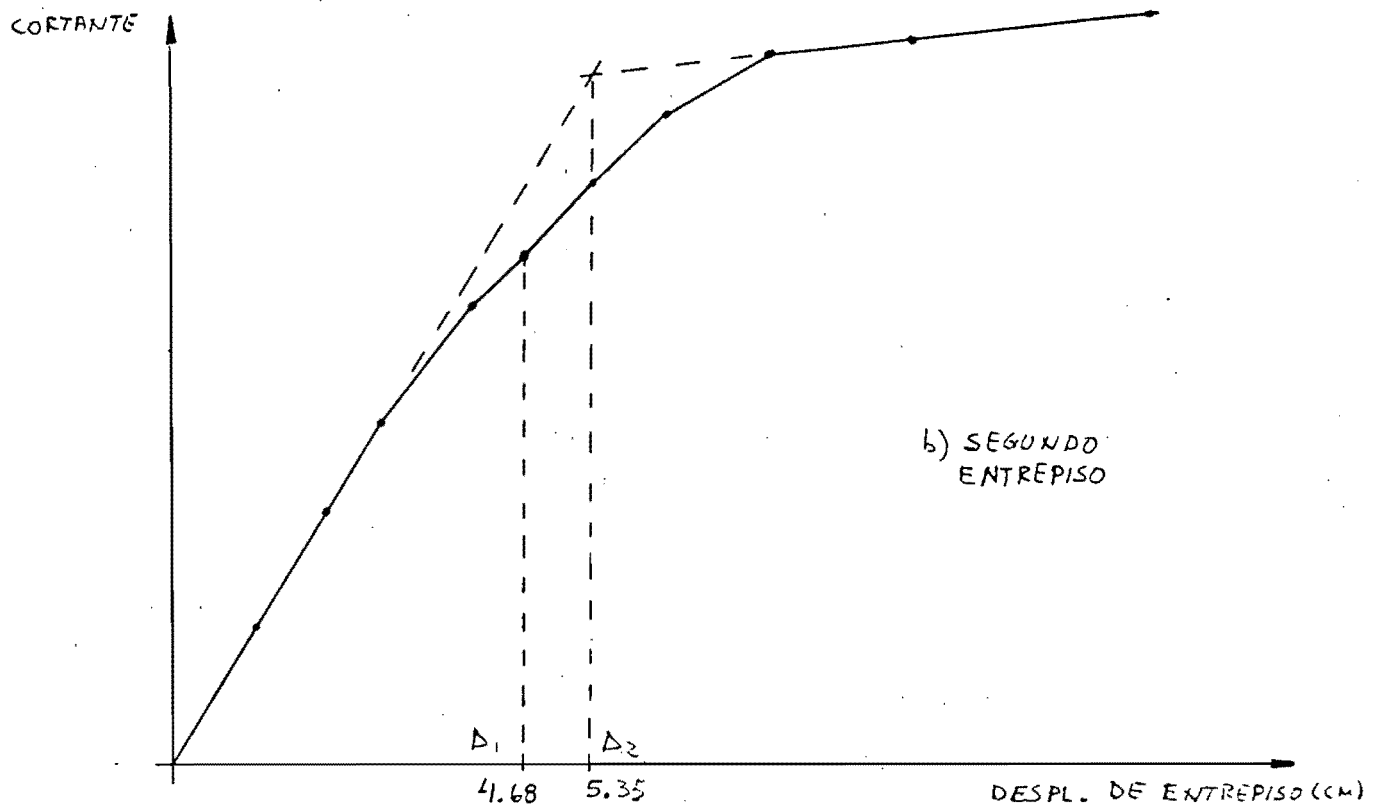
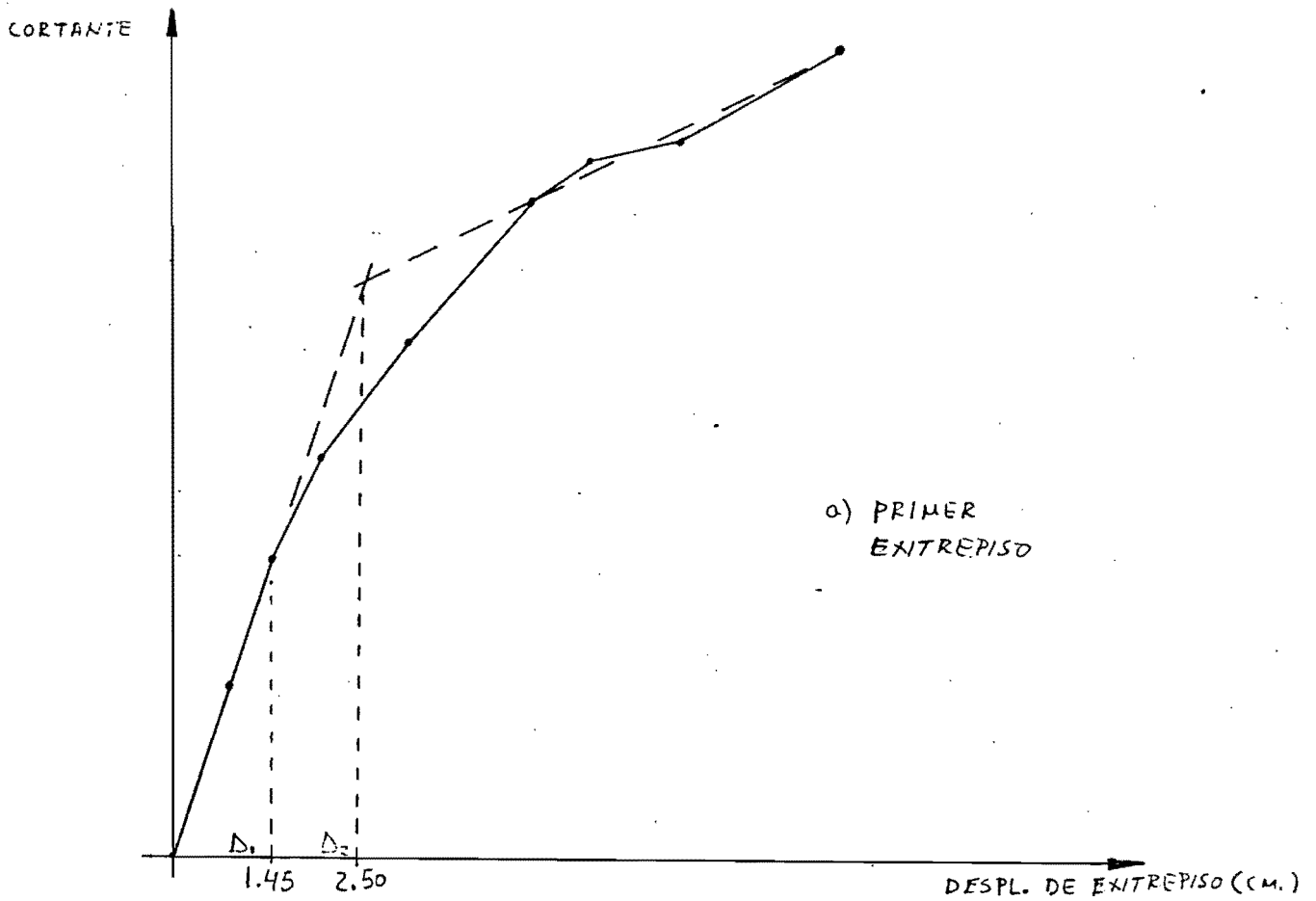


Figura 13. Gráficas cortante-desplazamiento de entrepiso.

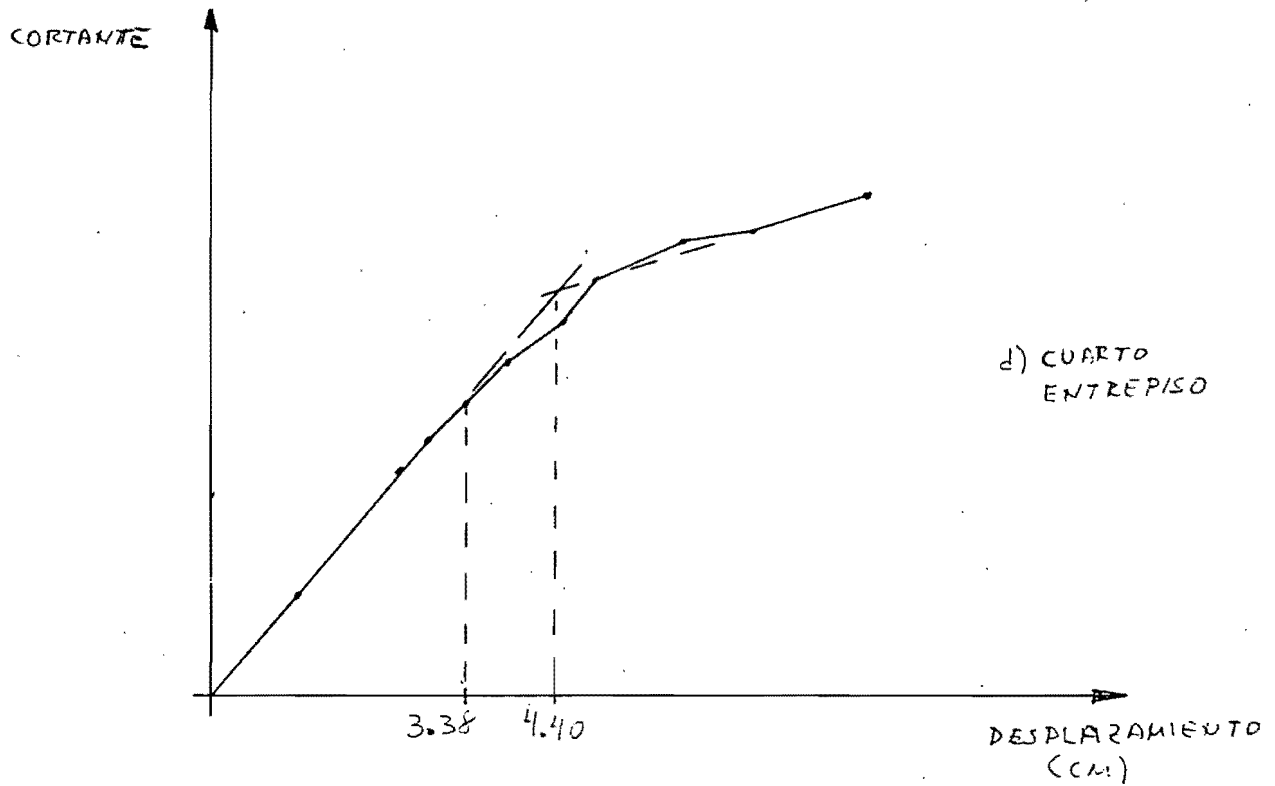
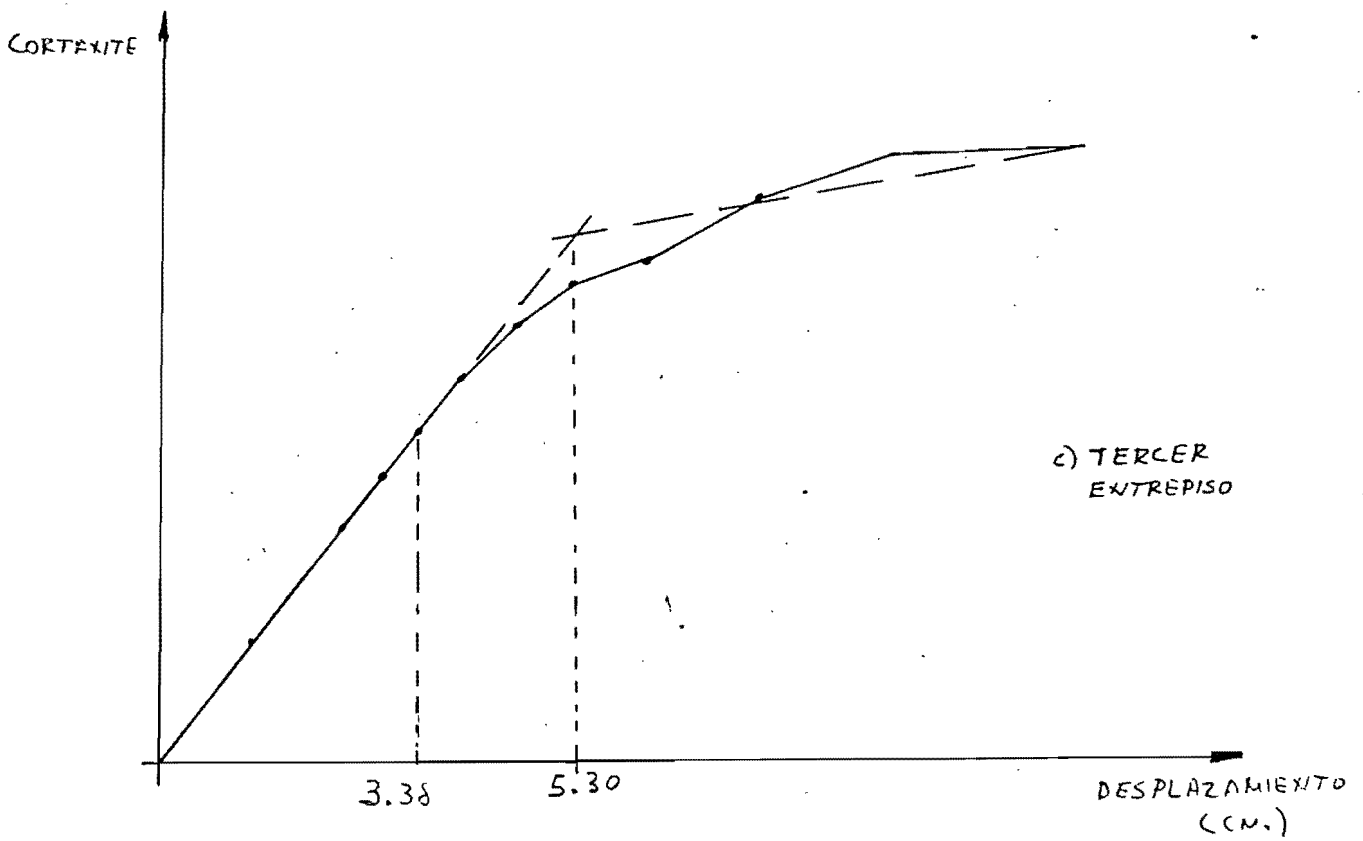


Figura 13. Gráficas cortante-desplazamiento de entrepiso.



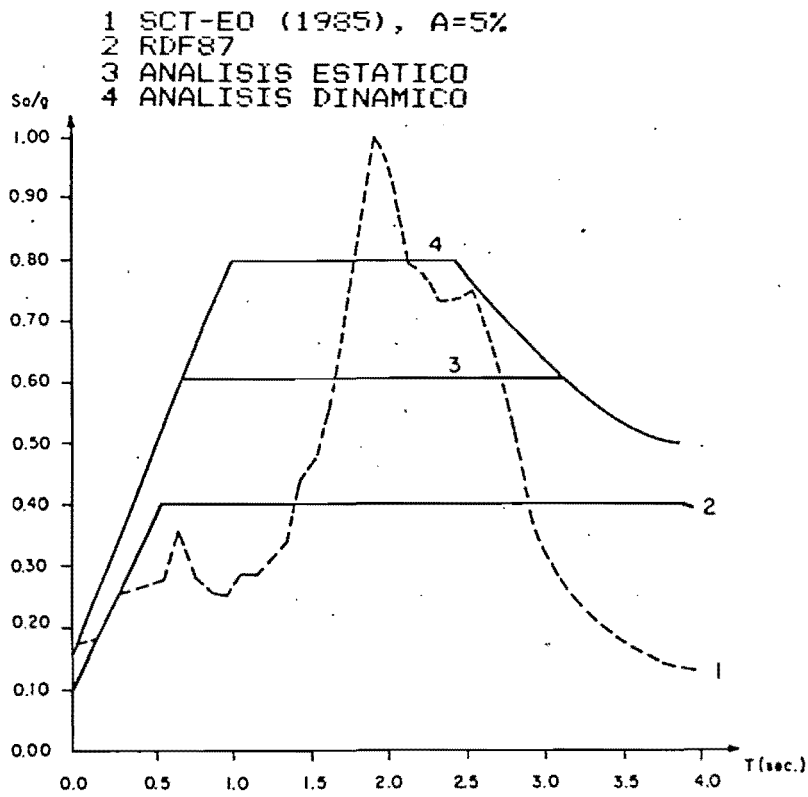


Figura 14. Espectros de Diseño.