

001161
2e)
4

TORSION SISMICA DE EDIFICIOS

JUAN DIEGO JARAMILLO FERNANDEZ

TESIS

Presentada a la division 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, Abril de 1987



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

RESUMEN

En el presente trabajo se presenta un estudio de la influencia de la distribución de resistencias en el entrepiso, de edificios asimétricos de un solo nivel. Los parámetros de respuesta fueron las demandas máximas de ductilidad y los desplazamientos máximos para cada elemento resistente del entrepiso; ambos parámetros normalizados respecto a la respuesta de la estructura simétrica asociada. En los modelos se usaron elementos con curvas características carga-desplazamiento bilineales histeréticas estables.

CONTENIDO

	Pag.
1. INTRODUCCION	1
2. RESPUESTA ELASTICA	5
2.1. ECUACION DE MOVIMIENTO	5
2.2. FRECUENCIAS Y MODOS DE VIBRACION	10
2.3. ANALISIS MODAL ESPECTRAL	17
2.3.1. ESPECTROS CONSIDERADOS	18
2.3.2. METODO DE COMBINACION DE RESPUESTAS MODALES MAXIMAS	20
2.3.3. EXCENTRICIDAD DINAMICA	21
2.3.4. EXCENTRICIDAD EFECTIVA	25
2.3.5. COMPARACION CON ALGUNOS CODIGOS DE DISEÑO SISMICO	28
2.4. RESPUESTA ANTE SOLICITACION SISMICA	30
2.5. ESTRUCTURAS DE VARIOS NIVELES	32
2.5.1. ECUACION DE MOVIMIENTO	32

	Pag.
2.5.2. FRECUENCIAS Y MODOS DE VIBRACION	33
3. RESPUESTA INELASTICA	37
3.1. ANTECEDENTES	37
3.2. DESCRIPCION DEL MODELO	45
3.3. EXCITACIONES UTILIZADAS	50
3.4. METODO DE ANALISIS	54
3.5. PRESENTACION DE RESULTADOS	55
3.6. ANALISIS DE RESULTADOS	82
3.6.1. DEMANDA DE DUCTILIDAD	82
3.6.2. DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS	83
3.7. PROYECTO DE REGLAMENTO PARA EL DISTRITO FEDERAL	85
4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	95
5. BIBLIOGRAFIA	98

1. INTRODUCCION

El problema de las vibraciones torsionales en edificios, inducidas por movimientos sísmicos, ha atraído la atención de muchos investigadores durante los últimos años. La evidencia de que muchos colapsos y daños severos a elementos no estructurales fueron iniciados por efectos torsionales, luego de someter a la estructura a movimientos sísmicos fuertes, justifica las investigaciones realizadas y por realizar para tratar de entender el problema.

En la identificación de los parámetros estructurales que gobiernan la respuesta torsional, se ha utilizado un modelo elástico lineal de un piso, cuyo movimiento puede ser descrito completamente con base en tres grados de libertad: dos que representan los movimientos de traslación horizontal sobre ejes ortogonales, y un tercero indicando la rotación alrededor de un eje vertical perpendicular al plano que forman los dos anteriores. Del estudio de la ecuación de movimiento de este sistema se ha logrado establecer de manera clara, las frecuencias y modos de vibración, y su dependencia de los diferentes parámetros estructurales.

Las investigaciones dedicadas a estructuras de más de un piso, en el caso elástico lineal, se han orientado principalmente a la proposición de estrategias que permitan reducir el problema matemático del edificio completo al problema de una estructura de un solo nivel, y poder entonces generalizar los resultados encontrados para estas últimas estructuras.

La mayoría de las investigaciones que suponen comportamiento elástico lineal se han orientado a la formulación de expresiones que permiten, bajo razonamientos de carácter estático y del conocimiento de la respuesta de la estructura simétrica asociada, aproximar la respuesta dinámica máxima de la estructura asimétri-

ca. Este enfoque hace posible, aparte de simplificar considerablemente el problema matemático, darle un sentido físico al cálculo de la respuesta de estructuras asimétricas, que subraye la influencia de los diferentes parámetros en la respuesta.

En los estudios referidos en los párrafos anteriores se supone que el movimiento del terreno es igual para todos los puntos de contacto entre la estructura y el terreno. La respuesta torsional que se presenta es entonces producto de las características de la estructura, y no de la excitación. Algunos investigadores (Ref. 13) han dedicado esfuerzos para tratar de cuantificar, a partir de las características de transmisión de las ondas sísmicas, los efectos torsionales inducidos en la estructura por el desacoplamiento en el movimiento de los diferentes puntos de la fundación.

Si bien es cierto que los estudios que suponen comportamiento elástico lineal permiten soluciones matemáticas simples que aclaran en gran medida el comportamiento de la estructura, también es cierto que bajo la filosofía actual de diseño sísmico las estructuras solicitadas por sismos de medianas y altas intensidades, ingresan al intervalo inelástico, modificándose su respuesta.

Comparativamente a los estudios que existen bajo comportamiento elástico lineal, los correspondientes bajo comportamiento inelástico son muy pocos. La explicación de este hecho está en que el número de parámetros que controlan la respuesta se incrementa sensiblemente, aun tratándose de modelos simples, lo que genera grandes complicaciones al plantear el modelo, de estructurar un estudio paramétrico, y más aún, de interpretar los resultados.

No obstante lo anterior, es posible identificar una tendencia en los objetivos de los estudios que bajo comportamiento inelástico se han hecho. Basados en modelos simplificados de un piso con tres grados de libertad y suponiendo un comportamiento bilineal histerético de los elementos resistentes, se ha intentado determinar la influencia que sobre la respuesta (demanda de ductilidad y desplazamiento) tienen parámetros tales como periodo de traslación inicial, relación de frecuencias torsional-lateral desacopladas, excentricidad estática, características de la señal, y resistencia total dada a la estructura.

El diseño estructural con comportamiento inelástico está regido por parámetros diferentes al diseño elástico. En este último, aparte de controlar los desplazamientos, se verifica que la resistencia suministrada sea suficiente para que la estructura permanezca dentro del intervalo elástico. En un diseño inelástico, la atención se centra sobre el detallado de los elementos, de manera que fluyan tanto como sean demandados, sin deterioro apreciable de la rigidez y la resistencia. Además, el nivel de resistencia se proporciona de acuerdo con el detalle de los elementos, y su distribución se hace con base en que la demanda de ductilidad se distribuya de manera más o menos uniforme, evitando altas concentraciones de deformaciones inelásticas en algunos puntos de la estructura.

Las normas actuales de diseño sísmico a torsión sugieren el detallado de los elementos de acuerdo con una demanda de ductilidad igual para todos los elementos, y una distribución de resistencias igual a la que demandaría la estructura si esta permaneciera dentro del intervalo elástico. Hasta la fecha no se ha estudiado la influencia de la distribución de la resistencia en la demanda de ductilidad para los diferentes elementos; en todos los casos se ha considerado una distribución de resistencias semejante a la de rigideces, o lo que es lo mismo, suministrar resistencias proporcionales a las rigideces.

En el estudio que aquí se presenta se evalúa la influencia de la distribución de resistencias en las demandas de ductilidad, con el fin de proponer criterios más adecuados para el diseño de estructuras asimétricas.

Para darle al trabajo carácter de recopilación de información y de divulgación, se organizó el texto de la siguiente manera:

El capítulo segundo, dedicado a respuesta elástica, sin entrar en el detalle de las deducciones matemáticas, transcribe los resultados más importantes que se han logrado con comportamiento elástico lineal. Se da especial atención a aquellos resultados que por su generalidad contribuyen a explicar ciertas características de la respuesta inelástica. También se enfatiza en aquellos estudios orientados a proponer normas de diseño basados en mecanismos simples de respuesta, que ayuden al diseñador a entender el problema que intenta resolver.

En el tercer capitulo se estudia la respuesta inelástica: en su primera parte transcribe de manera critica los estudios que se han realizado suponiendo comportamiento inelástico. En una segunda parte se describe el modelo empleado, las señales utilizadas, y el metodo de análisis, para presentar luego los resultados y un análisis donde se señalan las principales características de estos. Tambien se presenta un estudio donde se hace uso del modelo descrito en la segunda parte, orientado a verificar la formulacion propuesta para diseño de estructuras asimétricas en la nueva norma de construcciones para el Distrito Federal.

Para finalizar, en el capitulo quinto, se presentan las conclusiones y limitaciones de este estudio, y se sugieren futuras líneas de investigación que complementen y permitan generalizar los resultados obtenidos hasta ahora.

2. RESPUESTA ELASTICA

Aunque de acuerdo a los criterios actuales de diseño sísmico, es poco probable que estructuras sometidas a sismos de intensidades moderadas y altas permanezcan dentro del intervalo elástico, el estudio de estructuras donde se supone este tipo de comportamiento ideal, debido a la facilidad matemática, permite obtener conclusiones generales acerca de su comportamiento que orientan las investigaciones dentro del intervalo inelástico, y arrojan luz para intentar explicar algunas características de la respuesta real.

A continuación se presenta en forma más o menos detallada la formulación del problema y aspectos relevantes de la respuesta, que serán de suma utilidad cuando se aborde el problema de la respuesta inelástica. También se hace mención de algunos estudios que se han realizado para tratar de aproximar la solución a partir de análisis estáticos simplificados y evitar así las complicaciones inherentes al análisis dinámico. Consecuencia de estos estudios son las fórmulas propuestas por los diferentes códigos de diseño sísmico, que aproximan la solución del problema de estructuras asimétricas, con base en la respuesta de la estructura simétrica asociada.

2.1 ECUACION DE MOVIMIENTO

El sistema lineal más ampliamente estudiado (Refs. 1,4,5,6,9,16), está formado por una losa rígida soportada por columnas sin masa e indeformables axialmente. Los tres grados de libertad del sistema son, entonces, dos desplazamientos horizontales U_x y U_y de algún punto de la losa respecto al terreno, y la rotación U_θ de la losa alrededor del eje vertical z (ver Fig. 1).

Generalmente se usa el centro de masa para referir el movimiento del sistema, ya que es el punto de aplicación de la resultante de las fuerza de inercia.

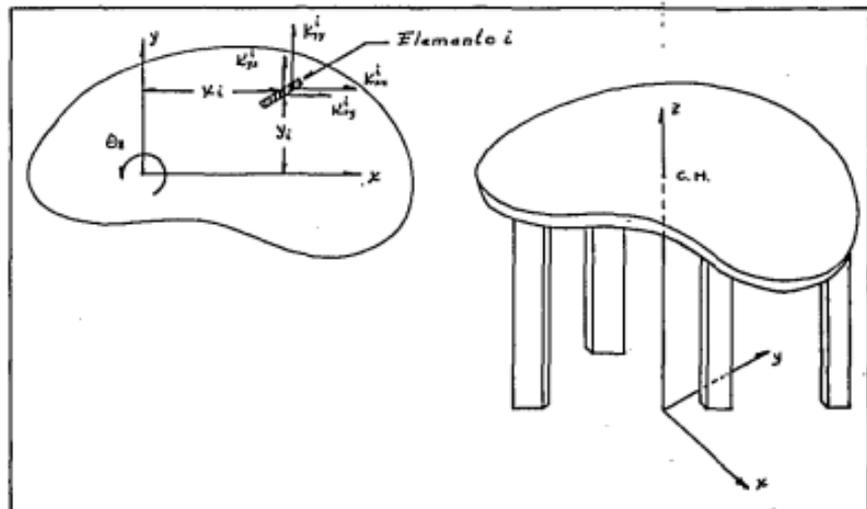


FIG. 1.- Modelo estructural

La matriz de rigidez del sistema, es entonces,

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{x0} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{y0} \\ K_{0x} & K_{0y} & K_{00} \end{bmatrix} \quad (1)$$

y cada uno de sus elementos esta dado por:

$$K_{XX} = \sum_i K_{XX}^i$$

$$K_{YY} = \sum_i K_{YY}^i$$

$$K_{\theta\theta} = \sum_i (K_{XX}^i Y_i^2 + K_{YY}^i X_i^2 - K_{XY}^i X_i Y_i - K_{YX}^i X_i Y_i)$$

$$K_{XY} = \sum_i K_{XY}^i$$

$$K_{YX} = \sum_i K_{YX}^i$$

$$K_{X\theta} = \sum_i (-K_{XX}^i Y_i + K_{XY}^i X_i)$$

$$K_{\theta X} = \sum_i (-K_{XX}^i Y_i + K_{YX}^i X_i)$$

$$K_{Y\theta} = \sum_i (K_{YY}^i X_i - K_{YX}^i Y_i)$$

$$K_{\theta Y} = \sum_i (K_{YY}^i X_i - K_{XY}^i Y_i)$$

donde:

X_i : Proyección, sobre el eje x, de la distancia de la columna i al centro de masa.

Y_i : Proyección, sobre el eje y, de la distancia de la columna i al centro de masa.

K_{XX}^i : Rigidez de la columna i en la dirección x, debida a un movimiento en la misma dirección.

K_{YY}^i : Rigidez de la columna i en la dirección y, debida a un movimiento en la misma dirección

K_{XY}^i : Rigidez de la columna i en la dirección x, debida a un movimiento en la dirección y

K_{YX}^i : Rigidez de la columna i en la dirección y, debida a un movimiento en la dirección x

Basados en las leyes de los desplazamientos recíprocos de Maxwell y Betti, para cualquiera de los elementos resistentes se puede escribir:

$$K_{xy} = K_{yx} \quad (2)$$

de donde resulta:

$$\begin{aligned} K_{xy} &= K_{yx} \\ K_{xk} &= K_{kx} \\ K_{yv} &= K_{vy} \end{aligned} \quad (3)$$

Ahora, como el término K_{xy} depende de la dirección seleccionada para plantear el equilibrio, es posible expresar este en función del ángulo de rotación de los ejes de referencia, y hallar los ejes principales de rigidez, para los que se cumple:

$$K_{xy} = K_{yx} = 0 \quad (4)$$

Similarmente, como los términos K_{xk} y K_{yv} dependen de las coordenadas del punto seleccionado para plantear el equilibrio, es posible encontrar un punto de coordenadas E_x y E_y respecto al centro de masa, medidas en dirección de los ejes principales, tales que:

$$K_{xk} = K_{yv} = 0 \quad (5)$$

de donde resulta:

$$\begin{aligned} E_x &= K_{yv} / K_{yy} \\ E_y &= -K_{xk} / K_{xx} \end{aligned} \quad (6)$$

El punto cuyas coordenadas respecto a los ejes principales con origen en el centro de masa son E_x y E_y , se denomina centro de rigidez o de cortante; ya que una fuerza horizontal aplicada en este punto solo genera traslación del sistema.

Suponiendo que la losa es rígida y homogénea la matriz de masa es:

$$[M] = \begin{bmatrix} M & 0 & 0 \\ 0 & M & 0 \\ 0 & 0 & Mr^2 \end{bmatrix} \quad (7)$$

donde: M : Masa de la losa
 r : Radio de giro de la losa respecto al centro de masa.

Suponiendo que en cualquier instante de tiempo el movimiento del terreno es el mismo para todos los puntos de la fundación, se puede definir este por las aceleraciones A_x y A_y a lo largo de los ejes x y y , respectivamente.

La ecuación de movimiento del sistema no amortiguado, escrita en forma adimensional, resulta (Ref. 9):

$$\begin{bmatrix} \ddot{U}_x \\ \ddot{U}_y \\ r\ddot{U}_\theta \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} W_x^2 & 0 & -\frac{E_{xy}}{r} W_x^2 \\ 0 & W_y^2 & \frac{E_{xy}}{r} W_y^2 \\ -\frac{E_{xy}}{r} W_x^2 & \frac{E_{xy}}{r} W_y^2 & W_\theta^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_x \\ U_y \\ rU_\theta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ 0 \end{bmatrix} \quad (8)$$

donde: $W_x^2 = \frac{K_{xxx}}{M}$, $W_y^2 = \frac{K_{yyy}}{M}$, $W_\theta^2 = \frac{K_{\theta\theta\theta}}{Mr^2}$ (9)

son las tres frecuencias desacopladas del sistema.

El amortiguamiento será definido directamente para cada uno de los modos de vibración del sistema. El factor de amortiguamiento

viscoso δ , expresado como fracción del amortiguamiento crítico δ_c , se considerara igual para todos los modos de vibración. Aunque hay evidencia de que este amortiguamiento es función de las frecuencias de vibración, se piensa que para el caso de vibraciones torsionales, debido a la cercanía de las frecuencias, es una buena aproximación considerar el amortiguamiento viscoso igual para los dos modos.

2.2 FRECUENCIAS Y MODOS DE VIBRACION

La ecuación de frecuencias del sistema esta dada por (Ref. 9):

$$\begin{bmatrix} (\Omega_n^2 - \Omega_n^2) & 0 & -\frac{E_Y}{r} \Omega_n^2 \\ 0 & (1 - \Omega_n^2) & \frac{E_M}{r} \\ -\frac{E_Y}{r} \Omega_n^2 & \frac{E_M}{r} & (\Omega_n^2 - \Omega_n^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_{1n} \\ a_{2n} \\ a_{3n} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (10)$$

donde: $\Omega_n = \frac{\omega_n}{\omega_v}$ ($n = 1, 2, 3$)

$$\Omega_n = \frac{\omega_n}{\omega_v} \quad (11)$$

$$\Omega_0 = \frac{\omega_0}{\omega_v}$$

Resulta claro de la ecuación anterior que la relación de frecuencias Ω_n y las formas modales dependen únicamente de los cuatro parámetros adimensionales Ω_0 , Ω_n , E_M/r y E_Y/r .

El movimiento del sistema puede ser considerado como una sucesión de movimientos rotatorios en torno a centros instantáneos de rotación. Cuando la estructura oscila en un modo natural cualquiera la posición del centro instantáneo de rotación no cambia con el tiempo (Ref. 1), y en consecuencia se trata de un punto fijo en el espacio en torno al cual gira la estructura. Las

coordenadas que determinan la posición del centro instantáneo de rotación para el modo k están dadas por (Refs. 1,6):

$$\begin{aligned} X_{\text{carn}} &= - \frac{G_{12n}}{G_{22n}} \\ Y_{\text{carn}} &= \frac{G_{11n}}{G_{22n}} \end{aligned} \quad (12)$$

La recta que une al centro de rotación del modo n con el centro de masa del sistema queda definida por su pendiente respecto al eje x :

$$\tan \alpha_{\text{carn}} = - \frac{G_{12n}}{G_{22n}} \quad (13)$$

Ahora, suponiendo que la excitación basal es unidireccional, esto es, que $A_x = A \cos \beta$, $A_y = A \sin \beta$, y de componente torsional nula, se puede calcular la dirección de incidencia de la sollicitación que maximiza la amplitud de la respuesta modal como (Ref. 6):

$$\tan \alpha_{\text{carn}} = \frac{G_{12n}}{G_{22n}} \quad (14)$$

Lo cual indica que la dirección crítica de un modo es perpendicular a la recta que une el centro de masa del sistema con el centro de rotación del modo.

El resultado anterior es importante ya que, como se verá más adelante, justifica en parte la tendencia a estudiar el problema de vibraciones laterales torsionales acopladas en modelos con simetría parcial, es decir, con los centros de masa y rigidez coincidiendo en una de las direcciones principales, esto es: $E_y = 0$.

La ecuación de movimiento del sistema parcialmente simétrico queda:

$$\begin{bmatrix} U_x \\ U_y \\ rU_o \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} W_x^2 & 0 & 0 \\ 0 & W_y^2 & \frac{E_{21}}{r} W_y^2 \\ 0 & \frac{E_{21}}{r} W_y^2 & W_o^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_x \\ U_y \\ rU_o \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} A_x \\ A_y \\ 0 \end{bmatrix} \quad (15)$$

Donde se ve el desacoplamiento del modo de traslación en la dirección x.

La ecuación característica de frecuencias se convierte para el sistema acoplado, en una ecuación de segundo grado, además de reducirse a dos el número de parámetros que controlan la respuesta. Lo anterior ha permitido estudiar en forma detallada las frecuencias y modos de vibración del sistema parcialmente simétrico. Algunos de los resultados más importantes de estos estudios se transcriben a continuación.

Debido a que las respuestas que se pretenden estudiar, momento torsionante y cortante basal, se miden más fácilmente cuando se calculan con base en los desplazamientos y rotaciones del centro de rigidez, se hace una traslación de ejes a este punto de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} U_x^* &= U_y + U_o E_x \\ U_o^* &= U_o \end{aligned} \quad (16)$$

donde: U_x^* : Desplazamiento lateral del centro de rigidez

U_o^* : Rotación del centro de rigidez

La ecuación de movimiento del sistema no amortiguado, escrita en forma adimensional, resulta (Ref. 16):

$$\begin{bmatrix} \Omega_0^{*2} & -\Omega_0^{*2} \frac{E_{xz}}{P} \\ -\Omega_0^{*2} \frac{E_{xz}}{P} & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U_V^{*2} \\ \Omega_0^{*2} p U_0^{*2} \end{bmatrix} + W_0^{*2} \begin{bmatrix} U_V^{*2} \\ \Omega_0^{*2} p U_0^{*2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Omega_0^{*2} A_V \\ \Omega_0^{*2} \frac{E_{xz}}{P} A_V \end{bmatrix} \quad (17)$$

siendo: $p^2 = r^2 + E_{xz}^2$

$$K_{00}^{*2} = K_{00} - K_{VV} E_{xz}^2$$

$$W_0^{*2} = \frac{K_{00}^{*2}}{M p^2}$$

$$\Omega_0^{*2} = \frac{W_0^{*2}}{W_V}$$

donde: p : Radio de giro de la losa respecto al centro de rigidez

K_{00} : Rigidez torsional de la losa respecto al centro de rigidez

La ecuación de frecuencias se puede entonces escribir:

$$\begin{bmatrix} (\Omega_0^{*2} - T^2) & -\Omega_0^{*2} \frac{E_{xz}}{P} \\ -\Omega_0^{*2} \frac{E_{xz}}{P} & (1 - T^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{Vn} \\ \sigma_{0n} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (18)$$

donde: $T_{1,2} = \frac{W_0^{*2}}{W_{1,2}}$

La dependencia de las frecuencias naturales $W_{1,2}$ de la relación de frecuencias desacopladas Ω_0^{*2} , y de la excentricidad normalizada $E^* = E_{xz}/p$, se puede ilustrar por medio del círculo de Mohr (Ref. 16) mostrado en la Fig. 2.

La Fig. 2 pone de manifiesto que las frecuencias naturales alcanzan los valores más próximos entre ellas cuando la relación de

frecuencias desacopladas toma el valor 1, y además, cuando la excentricidad normalizada E^* es pequeña. En la Fig. 3 (Ref. 16) se muestra una grafica que relaciona las frecuencias naturales con la relacion de frecuencias desacopladas para diferentes valores de la excentricidad.

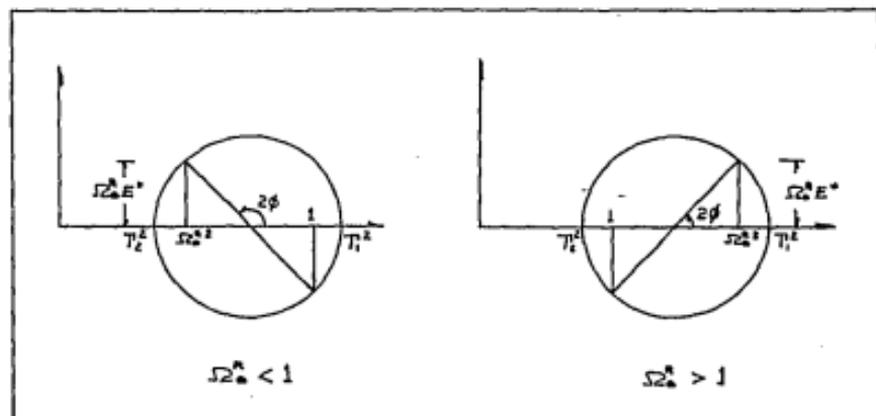


FIG. 2.- Representacion de las frecuencias del sistema por medio del circulo de Mohr.

Mientras E^* es un parametro mas conveniente desde el punto de vista matematico, para presentacion de resultados conviene normalizar la excentricidad respecto a r , ya que esta cantidad no depende de la excentricidad.

$$\underline{E} = E_n/r$$

Los modos naturales de vibracion se representan en la Fig. 4 (Ref. 16), donde N_1 y N_2 son los centros instantaneos de rotacion para cada uno de los modos. Mientras más cercano este el centro instantaneo de rotacion del centro de rigidez, más predominio de

la torsion sobre la traslacion habra para ese modo.

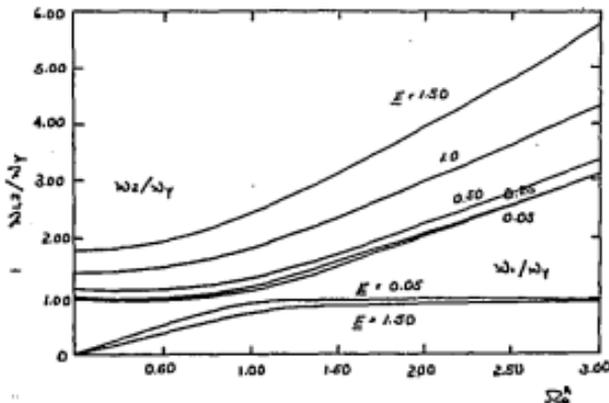


FIG. 3.- Efecto de la relación de frecuencias desacopladas sobre las frecuencias naturales de vibración

Notese que para el sistema parcialmente simétrico las direcciones críticas de incidencia de la sollicitación para los dos modos coinciden con el eje y , lo que asegura estar trabajando con la dirección más crítica independientemente de la participación de cada modo en la respuesta.

Haciendo uso de la técnica de análisis modal la respuesta del sistema se escribe como (Ref. 16):

$$U_V^R = D_1(t) \cos \theta + D_2(t) \sin \theta$$

(20)

$$\Omega \omega^R p U_{\omega}^R = (D_1(t) - D_2(t)) \sin \theta \cos \theta$$

donde: $D_n(t)$: Respuesta dinámica para cada modo, función de la frecuencia, el amortiguamiento y la sollicitación.

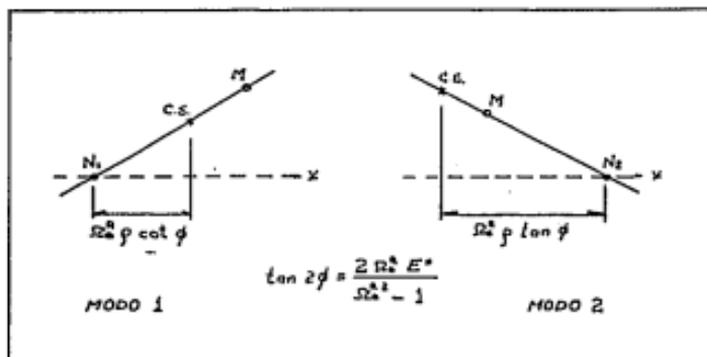


FIG. 4.- Modos naturales de vibración

La respuesta torsional del sistema está dada como la diferencia entre las respuestas dinámicas para cada modo multiplicadas por el factor $\text{Sen}\theta \text{Cos}\theta$, que alcanza su máximo valor de 0.5 para $\Omega_n^m = 1$, y es independiente del valor de la excentricidad. En la Fig. 5 (Ref. 16), se muestra una gráfica de este factor en función de la relación de frecuencias desacopladas para diferentes valores de la excentricidad.

Del análisis de las expresiones y gráficas presentadas es posible extraer las siguientes conclusiones importantes:

La respuesta torsional de estructuras con excentricidades pequeñas ($E < 0.05$) se amplifica considerablemente cuando la relación de frecuencias desacopladas Ω_n^m toma el valor de 1.

La cercanía de las frecuencias naturales en sistemas con pequeñas excentricidades y $\Omega_e^n = 1$, implica que la diferencia entre las respuestas dinámicas $D_1(t) - D_2(t)$ resulte pequeña y por tanto no contribuya a la respuesta torsional. Es necesario entonces usar, en un análisis modal espectral, un método de combinación de respuestas máximas que tenga en cuenta este hecho.

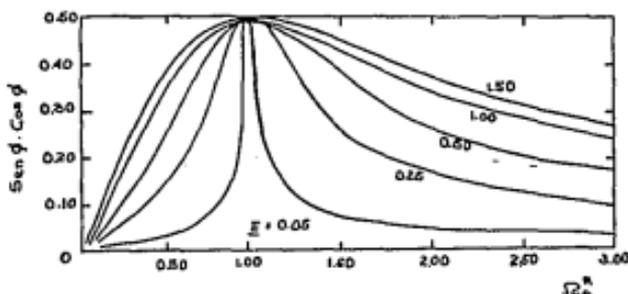


FIG. 5.- Efecto de la relación de frecuencias desacopladas sobre el factor de respuesta torsional $\text{Sen} \theta \text{Cos} \theta$

2.3. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Hasta esta parte del trabajo solo se ha presentado la formulación de la ecuación de movimiento y algunas de sus principales características, que orientan en la formulación de modelos, en la proposición de métodos para el cálculo aproximado de la solución, y principalmente, sugiere posibles particularidades en la respuesta importantes de ser investigadas.

A continuación se transcriben los estudios más relevantes que se han hecho para tratar de aproximar la respuesta dinámica del sistema acoplado, a partir de la respuesta del sistema simétrico asociado, basados en formulaciones que sugieren comportamientos estáticos simples.

Indudablemente que con los sistemas avanzados de calculo automatico con que se cuenta hoy es posible resolver de manera precisa el sistema acoplado. Pero cuando se trata de resolver un problema, como el que nos ocupa, donde abundan las incertidumbres tanto en las solicitaciones como en las propiedades estructurales, es de suma importancia involucrar en el calculo formulaciones simples que den al diseñador una idea clara del comportamiento fisico del sistema, y que senalen los parametros que mas influencia tienen en la respuesta, para que sean estos los que tengan un control más riguroso en el diseño. De esta manera, a parte de simplificar los calculos, nos alejamos de los diseños deterministas y nos acercamos mas al diseño conceptual.

Uno de los metodos mas usados para el calculo de la respuesta dinamica de sistemas lineales es el llamado analisis modal espectral. Esto se debe principalmente a que las solicitaciones, por las mismas incertidumbres, se representan mas adecuadamente en forma de espectros de diseño; envolventes de espectros de respuesta de señales de muy diversas características. En los trabajos que a continuación se describen, dado que su finalidad es la proposición de normas de diseño, se hace uso de espectros simplificados que coinciden en forma con la mayoría de los espectros que sugieren los codigos de diseño sísmico.

2.3.1. ESPECTROS CONSIDERADOS

En la Fig. 6 se muestran los dos espectros utilizados en la mayoría de los estudios que a continuación se describen.

El primero (hiperbólico) corresponde a estructuras cimentadas en suelo firme y sujetas a sismos de focos cercanos. El segundo (plano) corresponde a estructuras cimentadas en suelos de mediana consistencia, y sujetas a sismos con epicentros lejanos (Ref. 5).

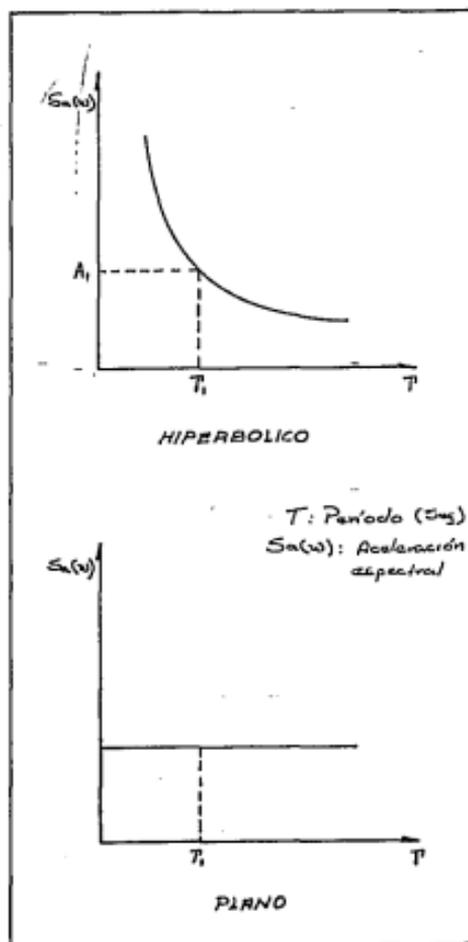


Fig. 6.- Espectros de Aceleracion

2.3.2. METODO DE COMBINACION DE RESPUESTAS MODALES MAXIMAS

Debido a que en el caso critico de respuesta torsional ($\Omega_0^n = 1$, y excentricidades pequeñas) las frecuencias naturales estan proximas entre si, se ha utilizado para la combinacion de respuestas modales maximas la expresion propuesta por Rosenblueth (Ref. 5):

$$R^2 = \sum_i R_i^2 + \sum_{i \neq j} \frac{R_i R_j}{1 + \epsilon_{i,j}^2} \quad (21)$$

Donde: R : Respuesta maxima esperada del sistema

R_i : Respuesta maxima del iesimo modo natural

$$\epsilon_{i,j} = \frac{W_i' - W_j'}{\delta_i' W_i + \delta_j' W_j}$$

W_i : Iesima frecuencia circular natural del sistema sin amortiguamiento

$W_i' = W_i \sqrt{1 - \delta_i^2}$: Iesima frecuencia circular natural del sistema con amortiguamiento

δ_i : Fraccion del amortiguamiento critico en el iesimo modo natural

$\delta_i' = \delta_i + 2/W_i S$: Fraccion del amortiguamiento critico equivalente

S : Duracion del segmento de proceso gaussiano estacionario que representa al temblor

Una version simplificada de esta formula, en el caso de una estructura con solo dos modos naturales de vibracion es:

$$R^2 = R_1^2 + R_2^2 + \frac{2 R_1 R_2}{1 + \epsilon_{1,2}^2} \quad (22)$$

$$\epsilon_{1,2} = \frac{\sqrt{1 - \delta^2}}{\delta} \frac{(W_2 - W_1)}{(W_2 + W_1)}$$

Los primeros dos terminos incluyen el metodo RSS (raiz de la suma de los cuadrados), y el ultimo tiene en cuenta el efecto de

frecuencias modales cercanas.

En la Ref. 14 se presenta un estudio estadístico del grado de aproximación del método propuesto para el caso de vibraciones laterales torsionales acopladas. Los resultados de esta investigación concuerdan con los obtenidos en la Ref. 5, en donde, si lo que se pretende estimar es la cortante, los resultados arrojados por el método RSS y el propuesto, coinciden bastante bien con la respuesta real en todos los casos. No sucede lo mismo con una respuesta asociada a la torsión, en donde, cuando las frecuencias naturales son semejantes, la estimación de la respuesta obtenida por el método RSS es demasiado conservadora comparada con la real, que coincide bastante bien con la que resulta del método propuesto.

Los resultados anteriores son consecuencia de las características de la respuesta modal vistas en el inciso anterior.

2.3.3. EXCENRICIDAD DINAMICA

Se presenta en este inciso una primera aproximación a la respuesta del sistema dinámico acoplado, a partir de formulaciones estáticas. En este caso se calcula la respuesta estática del sistema sometido a una fuerza cortante y un momento torsionante aplicados en el centro de rigidez. La cortante basal utilizada es la que resulta del análisis de la estructura simétrica asociada, y el momento torsionante máximo se calcula como el producto de la cortante basal por una distancia, excentricidad dinámica, que indica el punto de aplicación de la cortante basal respecto al centro de rigidez. Esto es:

$$M_{Tmax} = V_0 E_{cd} \quad (23)$$

$$E_{cd} = \frac{M_{Tmax}}{V_0}$$

Considerando una tracción del amortiguamiento crítico δ_1 constante para los dos modos, los valores máximos para $D_1(t)$ y $D_2(t)$ en función de las aceleraciones espectrales resultan:

$$D_1(t) = \frac{S_a(W_1)}{W_1^2}$$

$$D_2(t) = \frac{S_a(W_2)}{W_2^2}$$
(24)

El valor de la excentricidad dinámica máxima para cada modo se calcula como (Ref. 16):

$$\frac{E_{d1}}{r} = \frac{W_2}{W_1} \frac{S_a(W_1)}{S_a(W_v)} \text{ Sen} \theta \text{ Cos} \theta$$

$$\frac{E_{d2}}{r} = \frac{W_1}{W_2} \frac{S_a(W_2)}{S_a(W_v)} \text{ Sen} \theta \text{ Cos} \theta$$
(25)

Donde: $V_v = M S_a(W_v)$, Cortante basal producto del análisis de la estructura simétrica

W_v : Frecuencia traslacional desacoplada

Haciendo uso de la expresión para combinación de respuestas modales (22), la excentricidad dinámica máxima esperada se calcula como:

$$E_d^2 = E_{d1}^2 + E_{d2}^2 - \frac{2 E_{d1} E_{d2}}{1 + \epsilon_{1,2}}$$
(26)

Donde el signo negativo en la expresión tiene en cuenta la sustracción de las respuestas modales.

Particularizando el valor de las expresiones para los dos espectros considerados se tiene:

Espectro plano:

$$\frac{E_{d1}}{r} = \frac{W_2}{W_1} \text{ Sen} \theta \text{ Cos} \theta = \frac{E_{d1}}{r}$$

$$\frac{E_{d2}}{r} = \frac{W_1}{W_2} \text{ Sen} \theta \text{ Cos} \theta = \frac{E_{d2}}{r}$$
(27)

Espectro hiperbólico:

$$\frac{E_{d1}}{r} = \frac{W_1}{W_v} \text{Sen}\theta \text{Cos}\theta$$

$$\frac{E_{d2}}{r} = \frac{W_2}{W_v} \text{Sen}\theta \text{Cos}\theta$$

(28)

En la Fig. 7 Ref. 16, se muestra la relación que existe entre la excentricidad dinámica esperada y la excentricidad estática, para diferentes valores de la relación de frecuencias desacopladas Ω_0^n . En este cálculo se supuso δ , de 0.05 para ambos modos.

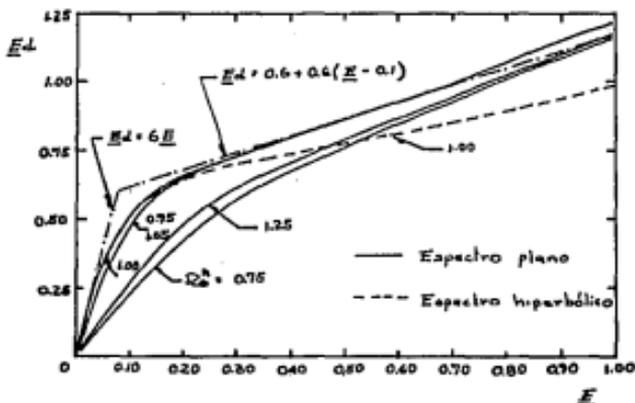


FIG. 7.- Excentricidad dinámica

De la figura se observa que:

El espectro plano es el que genera las respuestas máximas.

Para el valor $\Omega_0^n = 1$ se presenta la máxima respuesta para el intervalo completo de valores de la excentricidad. Lo que con-

cuerda bastante bien con los resultados esperados.

Para valores pequeños de excentricidad estática ($E_k/r < 0.10$), la relación de excentricidad dinámica a excentricidad estática, es bastante mayor que para valores mas grandes ($E_k/r > 0.10$): Lo anterior deja de ser válido a medida que el valor de la relación de frecuencias Ω_o/r se aleja de la unidad.

Sobre la misma figura se presenta una aproximación bilineal (Ref. 16), que sigue la curva de excentricidad dinámica para el caso más desfavorable, esto es: haciendo uso de un espectro plano y para una relación de frecuencias desacopladas $\Omega_o/r = 1$.

Se puede demostrar analíticamente (Ref. 9) que cuando el movimiento esta referido al centro de masa, y se hace uso de espectros planos o hiperbolicos, se satisface la siguiente ecuación de interacción :

$$(\underline{V}_Y)^2 + (\underline{M}_T)^2 = 1 \quad (29)$$

Donde: $\underline{V}_Y = \frac{V_Y}{V_o}$: Cortante basal máxima normalizada

$\underline{M}_T = \frac{M_T}{V_o r}$: Momento torsional máximo normalizado

Lo que indica que la cortante basal en un sistema asimétrico es siempre menor que en el sistema simétrico asociado. La Fig. 8 (Ref. 9) muestra el valor de la relación de cortantes \underline{V}_Y para diferentes valores de la relación de frecuencias y excentricidades.

Estos resultados manifiestan el hecho de que la aproximación que se acaba de presentar, en base al concepto de excentricidad dinámica, es bastante conservadora ya que combina las solicitudes máximas de una curva de interacción circular. La aproximación que a continuación se presenta tiene en cuenta este hecho para proponer algo mas cercano a la respuesta dinámica real.

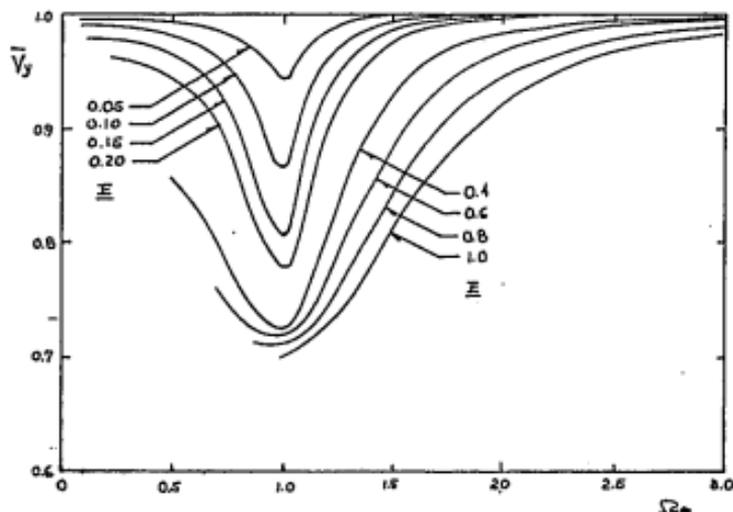


FIG. 8.- Cortante basal normalizado

2.3.4. EXCENTRICIDAD EFECTIVA

Se define la excentricidad efectiva como la distancia del centro de rigidez al punto donde se debe colocar la fuerza lateral V_0 - producto del análisis de la estructura simétrica- para reproducir la fuerza cortante V_y que soporta un elemento separado una distancia x del centro de rigidez. En otras palabras, la excentricidad efectiva es tal que:

$$\frac{V_0}{K_V} + \frac{x_1}{K_{00}^m} \frac{V_0}{E_m^*} = H_1 \quad (30)$$

Donde: E_m^* : Excentricidad efectiva

K_v : Rigidez lateral de la estructura

K_{θ} : Rigidez torsional definida en el centro de rigidez

X_i : Distancia del elemento al centro de rigidez

H_i : Desplazamiento lateral del elemento i

La excentricidad que se acaba de definir tiene la ventaja de involucrar en el calculo la pareja fuerza lateral-momento torsionante, que actuando simultaneamente maximizan la respuesta de cada uno de los elementos. Este hecho, debido a que la fuerza lateral es siempre menor que la correspondiente simetrica (V_{θ}), hace que las excentricidades efectivas sean siempre menores que las dinamicas.

A costa de lo anterior se sacrifica la unicidad de la solucion, por que, como es claro de la definicion, en una misma estructura existe una excentricidad efectiva para cada marco, dependiendo de la distancia x que lo separa del centro de rigidez.

La Fig. 9 representa una curva tipica de desplazamientos maximos para los diferentes puntos de una estructura asimetrica sometida a carga dinamica. Sobre la misma figura se ve la recta que marca los desplazamientos estaticos que resultan de aplicar una carga V_{θ} a una distancia E_{θ} del centro de rigidez.

Debido a la concavidad que presenta la curva para el caso dinamico, se puede asegurar que al calcular la excentricidad efectiva para un punto en el extremo derecho de la estructura, se está estimando conservadoramente la excentricidad efectiva para todos los puntos a la derecha del centro de rigidez, no ocurriendo lo mismo para puntos situados a la izquierda de este por las mismas razones anteriores. Este comportamiento es semejante al que intentan representar los codigos de diseño sismico, al considerar dos excentricidades de diseño para calcular las fuerzas cortantes de cada elemento resistente: Para elementos situados sobre el mismo lado del centro de masa se especifican excentricidades de diseño mayores que para elementos situados sobre el lado contrario, porque como es claro, desde el punto de vista de la excentricidad dinamica, para estos ultimos elementos la respuesta maxima se conseguiria al combinar la cortante basal, producto del analisis de la estructura simetrica, con el momento torsionante

minimo, que se refleja en valores de la excentricidad de diseño más bajas.

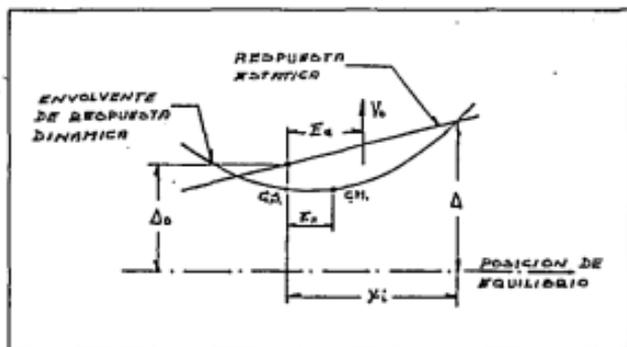


FIG. 9.- Curva de desplazamientos dinámicos

Para estructuras de planta rectangular homogénea, el intervalo de variación de x es $E_k - 1.73r < x < E_k + 1.73r$. Para tener en cuenta losas no homogéneas se hace uso de $x = E_k + 2r$ para el cálculo de la excentricidad efectiva, válida para elementos a la derecha del centro de rigidez (ver FIG. 9).

Haciendo uso de los dos espectros descritos, y de la expresión para la combinación de respuestas modales máximas, se llega a las gráficas de la Fig. 10 (Ref. 4) para representar la excentricidad efectiva en función de la excentricidad estática para diferentes valores de la relación de frecuencias desacopladas.

Para hacer una comparación, sobre la misma figura se representa el valor de la excentricidad dinámica en el caso de $\Omega_0/\omega = 1$. Se ve claramente que esta última pasa siempre por encima de la curva que representa el valor de la excentricidad efectiva.

En la Ref. 16 se sugiere hacer uso de la cortante que resulta del análisis de la estructura simétrica para asignar las fuerzas de corte a los elementos situados a la izquierda del centro de rigidez. Lo anterior equivale a proponer una excentricidad de diseño nula para elementos situados al lado contrario del centro de masa.

Resulta obvio de la definición y de los resultados obtenidos, que esta aproximación al problema dinámico es mejor que la propuesta anteriormente, ya que parte de la base de que existe una solución para cada elemento resistente de la estructura, y esto lo acerca más al problema real. Cuando se intente estudiar el comportamiento de estructuras en el intervalo inelástico, se atacará el problema de manera semejante.

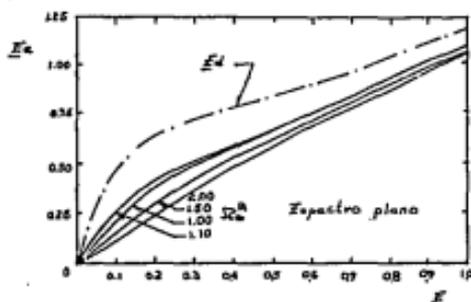


FIG. 10.- Excentricidad efectiva

2.3.5. COMPARACION CON ALGUNOS CODIGOS DE DISEÑO SISMICO

En la Fig. 11 se representa el valor de la excentricidad de diseño propuesta por algunos codigos, superpuesto a las gráficas que representan las excentricidades dinámica y efectiva. En las

curvas propuestas por los diferentes codigos, no se tiene en cuenta el valor de excentricidad sugerido para intentar cuantificar incertidumbres en el cálculo de las propiedades estructurales, o de torsiones inducidas por el movimiento de la fundación.

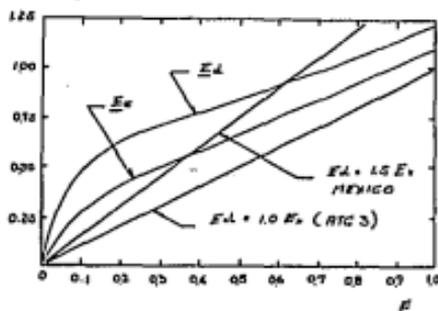


FIG. 11.- Excentricidades de diseño propuestas por diferentes códigos de diseño sísmico

En todos los códigos analizados se subestima la excentricidad de diseño para valores pequeños de la excentricidad estática, y para valores altos de esta última sucede lo contrario: se especifican valores demasiado altos.

Una recomendación que se hace con frecuencia, y que toma aun más vigencia luego de ver los resultados anteriores, es la buena práctica de confiar la resistencia de la estructura a un gran número de elementos y tratar en lo posible de disponer estos en la periferia de la estructura. La recomendación anterior desde el punto de vista de los elementos que se han estado manejando tiene las siguientes implicaciones: al distribuir los elementos en la periferia se da una gran rigidez torsional a la estructura, aumentando significativamente el valor del parámetro Ω_e^{TM} , logrando así que la relación excentricidad de diseño a excentrici-

dad estática se mantenga invariable para valores usuales de esta última. Ahora, si se confía la resistencia a un gran número de elementos se alcanza un alto grado de hiperestaticidad en la estructura, que en el caso de incursiones en el intervalo inelástico permite grandes redistribuciones de esfuerzos.

2.4. RESPUESTA ANTE SOLICITACIONES SISMICAS

Algunos investigadores (Reis, 4.6) han atacado el problema sometiendo una estructura a solicitaciones sísmicas reales. Los resultados de estos estudios revelan la validez de los espectros utilizados (plano e hiperbólico), y de la fórmula para el cálculo de la respuesta máxima esperada.

En la Fig. 12 (Ref. 4) se presentan los resultados de algunos de estos estudios. En ese trabajo se usaron las señales de El Centro 1940 NS, y Taft 1952 S69E, y se graficó la relación de desplazamiento máximo al desplazamiento de la estructura simétrica (H / H_0), de un elemento situado a una distancia $E_e + 2r$ del centro de rigidez. Como la respuesta depende de los periodos de vibración de la estructura, para cada valor de excentricidad se variaron los periodos traslacionales de 0.25 a 2.0 seg., y se graficaron las respuestas máximas y mínimas de la estructura, manteniendo una relación constante de frecuencias desacopladas $\Omega_m = 1.1$

Del análisis de los resultados de estos estudios se extraen las siguientes conclusiones importantes:

Para estructuras con excentricidades bajas $E_e/r < 0.1$, las respuestas máximas y mínimas se parecen bastante a las obtenidas con los espectros idealizados, indicando con esto, que para estructuras con frecuencias modales muy semejantes, la respuesta normalizada, H / H_0 depende más de los parámetros estructurales que de las características de la señal.

Para estructuras con excentricidades altas la respuesta máxima llega a ser hasta 25% mayor que la obtenida con el espectro

plano, además de presentarse una diferencia muy marcada entre las respuestas máximas y mínimas. Estas características son producto de la diferencia que existe entre las frecuencias naturales y la frecuencia traslacional desacoplada en estructuras con altas excentricidades. En otras palabras, para este tipo de estructuras se observa una mayor dependencia de la respuesta de las características de la señal.

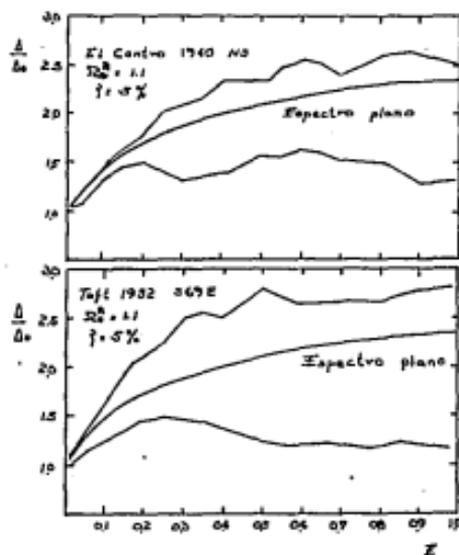


FIG. 12.- Respuesta ante sollicitación sísmica

Aunque este estudio está limitado a dos tipos de señales únicamente, la semejanza que hay entre las curvas que representan la respuesta real y la calculada usando un espectro plano, indican la muy buena aproximación que se hace de la respuesta dinámica cuando se utiliza el concepto de excentricidad efectiva.

Con esta verificación se da por terminada la revisión de los estudios que se han realizado sobre el comportamiento elástico lineal de estructuras asimétricas de un solo nivel. A continuación se presentan, de manera muy breve, los trabajos que se han hecho sobre estructuras asimétricas de varios niveles, orientados a tratar de transformar, matemáticamente, el edificio de varios niveles, en una estructura equivalente de un piso.

2.5. ESTRUCTURAS DE VARIOS NIVELES

En el caso de respuesta elástica lineal de edificios de un nivel, los esfuerzos se han dedicado principalmente a tratar de buscar una solución del sistema asimétrico a partir de la respuesta de la estructura simétrica asociada, para evitar el análisis tridimensional del edificio. Con mayor razón, en el caso de estructuras de niveles múltiples se intenta evitar el planteamiento tridimensional del problema, que implicaría multiplicar por tres el número de grados de libertad, y por un factor mucho mayor el esfuerzo computacional requerido. A continuación se presentan dos estrategias que han sido propuestas para transformar el problema del edificio de N niveles en una estructura de un nivel, y poder entonces aplicar los resultados de los incisos anteriores para edificios de un piso.

2.5.1. ECUACION DE MOVIMIENTO

La estructura se idealiza como un sistema de N pisos formados por losas infinitamente rígidas en su plano, soportadas por columnas sin masa e indeformables axialmente. Además, se supone que las direcciones principales son las mismas en todos los niveles. Las características anteriores se cumplen para la mayoría de los edificios y permiten, por medio de una formulación matemática simple, poner de manifiesto los principales efectos de la asimetría en las estructuras.

La ecuación de equilibrio del sistema puede escribirse como:

$$\begin{bmatrix} [M] & 0 & 0 \\ 0 & [M] & 0 \\ 0 & 0 & [J] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [U] \\ [V] \\ [\Theta] \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_{xx}] & 0 & [K_{x\theta}] \\ 0 & [K_{yy}] & [K_{y\theta}] \\ [K_{x\theta}]^T & [K_{y\theta}]^T & [K_{\theta\theta}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [U] \\ [V] \\ [\Theta] \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} U_{mx}[M][1] \\ U_{my}[M][1] \\ 0 \end{bmatrix} \quad (31)$$

Siendo:

$$[K_{xx}] = \sum_j^p [K_{xj}]$$

$$[K_{yy}] = \sum_j^q [K_{yj}]$$

$$[K_{x\theta}] = \sum_j^p -[Y_j][K_{xj}]$$

$$[K_{y\theta}] = \sum_j^q [X_j][K_{yj}]$$

$$[K_{\theta\theta}] = \sum_j^p [Y_j][K_{xj}][Y_j] + \sum_j^q [X_j][K_{yj}][X_j]$$

donde: $[K_{xj}]$ y $[K_{yj}]$ son las matrices de rigidez lateral de los p planos resistentes en la dirección x y los q planos resistentes en la dirección y.

$[X_j]$ y $[Y_j]$ son matrices diagonales que contienen las distancias x y y del centro de masa de cada piso a los j-ésimos planos en las direcciones y y x, respectivamente.

$[M]$ y $[J]$ son matrices diagonales que contienen respectivamente la masa y el momento centroidal de inercia de cada uno de los pisos.

[1] representa un vector columna de unos.

2.5.2. FRECUENCIAS Y MODOS DE VIBRACION.

La ecuación de frecuencias del sistema se puede escribir entonces

como:

$$\begin{bmatrix} ([K_{xx}] - W^2[M]) & [0] & [K_{xe}] \\ [0] & ([K_{yy}] - W^2[M]) & [K_{ye}] \\ [K_{ex}]^T & [K_{ey}]^T & ([K_{ee}] - W^2[M]) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [Q_x] \\ [Q_y] \\ [Q_e] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [0] \\ [0] \\ [0] \end{bmatrix} \quad (32)$$

Que corresponde a un problema de valores característicos de orden $3N$.

De un análisis de perturbación de frecuencias y formas modales (Ref. 9) resulta que las formas modales se pueden aproximar de la siguiente manera:

$$[Q] = \alpha_x \begin{bmatrix} [\Phi_{xj}] \\ [0] \\ [0] \end{bmatrix} + \alpha_y \begin{bmatrix} [0] \\ [\Phi_{yj}] \\ [0] \end{bmatrix} + \alpha_e \begin{bmatrix} [0] \\ [0] \\ [\Phi_{ej}] \end{bmatrix} \quad (33)$$

o como:

$$[Q] = [\Phi_j][\alpha] \quad (34)$$

Donde:

$$[\Phi_j] = \begin{bmatrix} [\Phi_{xj}] & [0] & [0] \\ [0] & [\Phi_{yj}] & [0] \\ [0] & [0] & [\Phi_{ej}] \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad [\alpha] = \begin{bmatrix} \alpha_x \\ \alpha_y \\ \alpha_e \end{bmatrix}$$

donde: $[\Phi_{xj}]$, $[\Phi_{yj}]$ y $[\Phi_{ej}]$ son las formas modales de vibración del sistema desacoplado correspondiente.

La forma modal $\{\Phi_j\}$ en (34) se puede interpretar como la función de deformación de RITZ y $\{a\}$ como el vector de coordenadas generalizadas.

Reemplazando (34) en (32) se tiene:

$$\begin{bmatrix} (W_{KJ}^2 - W^2) & 0 & \{\Phi_{KJ}\}^T [K_{KB}] \{\Phi_{BJ}\} \\ 0 & (W_{VJ}^2 - W^2) & \{\Phi_{VJ}\}^T [K_{VB}] \{\Phi_{BJ}\} \\ \{\Phi_{KJ}\}^T [K_{KB}]^T \{\Phi_{BJ}\} & \{\Phi_{VJ}\}^T [K_{VB}]^T \{\Phi_{BJ}\} & (W_{BJ}^2 - W^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_K \\ a_V \\ a_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (35)$$

donde $\{\Phi_{KJ}\}$, $\{\Phi_{VJ}\}$ y $\{\Phi_{BJ}\}$ han sido normalizados de forma que se satisfacen:

$$\{\Phi_{KJ}\}^T [M] \{\Phi_{KJ}\} = \{\Phi_{VJ}\}^T [M] \{\Phi_{VJ}\} = \{\Phi_{BJ}\}^T [M] \{\Phi_{BJ}\} = 1$$

La ecuación anterior puede asociarse a la ecuación de frecuencias y formas modales de una estructura de un piso, la cual se transcribe a continuación:

$$\begin{bmatrix} (K_{KK} - W^2 M) & 0 & -E_V K_{KV} \\ 0 & (K_{VV} - W^2 M) & E_K K_{VJ} \\ -E_V K_{KV} & E_K K_{VJ} & (K_{BB} - W^2 J) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_K \\ a_V \\ a_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (36)$$

Comparando las ecuaciones (35) y (36) se tiene:

$$E_K = (\{\Phi_{VJ}\}^T [K_{VB}] \{\Phi_{BJ}\}) / W_{VJ}^2 M$$

$$E_V = ([\Phi_{KJ}]^T [K_{KB}] [\Phi_{BJ}]) / W_{KJ}^2 M$$

$$K_{KK} = W_{KJ}^2 M$$

$$K_{VV} = W_{VJ}^2 M$$

$$K_{BB} = W_{BJ}^2 J$$

Como los desplazamientos para el primer modo de vibración de cada uno de los sistemas desacoplados, $[\Phi_{K1}]$, $[\Phi_{V1}]$ y $[\Phi_{B1}]$, generalmente se incrementan con la altura, y debido a que las componentes de las matrices $[K_{VB}]$ y $[K_{KB}]$ dependen de la excentricidad en rigidez para cada piso, se infiere que las excentricidades en los últimos niveles del edificio tienen la mayor influencia sobre la excentricidad del sistema equivalente de un solo nivel.

El método descrito aproxima la solución del problema de valores característicos de orden $3N$ a la solución de tres problemas de orden N y uno de orden 3 .

En la Ref. 3 se estudia un método basado también en la proposición de una función de deformación de Ritz, pero a diferencia del método anterior, esta no resulta de los modos de vibración de los sistemas desacoplados asociados, sino que se toma como la configuración deformada de la estructura sometida a un sistema apropiado de fuerzas (triangular), aplicado en los centros de masa.

Aunque los métodos descritos han sido probados con muy buenos resultados en ambos casos, hacen falta estudios sistemáticos que ilustren el comportamiento de la estructura ante la variación de los diferentes parámetros que controlan la respuesta.

3. RESPUESTA INELASTICA.

Los resultados de los estudios que suponen comportamiento elástico lineal no son directamente aplicables al calculo de fuerzas de diseño para edificios sujetos a excitaciones sísmicas, porque se diseñan de manera que se deformen significativamente más allá del límite elástico cuando son sometidos a sismos de moderada y alta intensidad. Por esta razón es necesario estudiar el comportamiento de estructuras asimétricas cuando estas son excitadas dentro del intervalo inelástico.

La respuesta elástica lineal de un sistema de un piso con excentricidad únicamente en una de las direcciones principales depende solo de dos parámetros estructurales: la excentricidad normalizada (E/r) y la relación de frecuencias desacopladas (Ω_0^*). Esta reducida dependencia hace que el estudio se simplifique considerablemente y los resultados sean generalizados fácilmente. En el caso de comportamiento inelástico, la respuesta además de depender de los parámetros ya mencionados para el caso elástico lineal, depende del número de elementos, su distribución en planta y de la curva carga-desplazamiento característica de cada uno de los elementos. Este incremento en los parámetros que determinan la respuesta hace más difícil la realización de estudios paramétricos que proporcionen conclusiones generales, ya que la respuesta está fuertemente influida por el modelo utilizado.

A continuación se presentan las investigaciones más relevantes que se han realizado sobre este problema, poniendo especial atención en el modelo utilizado, los parámetros de interés en la respuesta y las conclusiones mismas.

3.1 ANTECEDENTES

Uno de los investigadores que más se ha preocupado del problema de respuesta dinámica de estructuras asimétricas es el profesor Tso; él ha utilizado en sus estudios el modelo que se muestra en la Fig. 13, y que a continuación se describe.

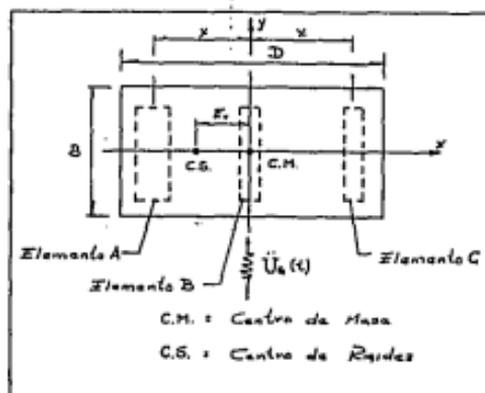


FIG. 13.- Modelo de muros utilizado por Tso

El modelo consiste en una losa rígida rectangular de dimensiones $B \cdot D$ y masa M , soportada por tres elementos resistentes A, B y C dispuestos en la misma dirección de la excitación. Se considera que los elementos no tienen resistencia en dirección perpendicular a la excitación. El marco B está ubicado en el centro, y los marcos A y C separados una distancia x a cada lado de este. La rigidez de los marcos B y C es la misma, y la del marco A es siempre mayor. Al variar los valores de estas rigideces se determinan el periodo translacional desacoplado y la excentricidad estática seleccionada. Ahora, al fijar un valor para x se determina la frecuencia torsional desacoplada. De esta manera se pueden seleccionar todos los valores de los parámetros que gobiernan la respuesta elástica: excentricidad estática E_s , frecuencia translacional desacoplada ω_w , y relación de frecuencias desacopladas α_w .

En todos los estudios realizados se considera que el desplazamiento de fluencia de los tres marcos es el mismo, o lo que es igual, que la resistencia suministrada es proporcional a la rigidez de cada marco. La curva característica carga-desplazamiento de los elementos se considera bilineal histerética para la mayoría de los estudios, aunque en un caso se usó una relación con degradación de rigidez para estudiar la influencia de este parámetro en la respuesta.

Los parámetros de interés en la respuesta son la ductilidad máxima requerida en el marco más solicitado (C) y el desplazamiento del borde de la estructura. El primer parámetro es útil en el diseño y detallado de los elementos resistentes, y el segundo es una buena medida del daño potencial que sufren los elementos no estructurales.

Haciendo uso del modelo descrito, en las Ref. 2 y 18 se muestran los resultados de un estudio orientado a tratar de cuantificar el efecto que tiene sobre la respuesta la relación de frecuencias desacopladas.

A diferencia de lo que ocurre al suponer un comportamiento elástico-lineal, la relación de frecuencias desacopladas Ω_0 tiene muy poca influencia en la ductilidad requerida en el marco C, independientemente de la señal, el período traslacional desacoplado inicial, el grado de incursión en el intervalo inelástico y la excentricidad estática utilizada.

Cuando el parámetro de respuesta es el desplazamiento del borde de la losa, los resultados del estudio indican una pequeña influencia para estructuras con períodos traslacionales desacoplados cortos ($T < 0.4$ seg.), registrándose una influencia menos marcada a medida que se incrementa el grado de incursión del sistema en el intervalo inelástico.

Los resultados de estos estudios concuerdan con lo que se podía esperar del conocimiento de la respuesta bajo comportamiento elástico lineal: la dependencia de la respuesta de la relación de frecuencias desacopladas (Ω_0), muestra una especie de resonancia a torsión para una estrecha banda de relaciones de frecuencias

($0.5 < \Omega_B < 2.0$), y fuera de esta banda la respuesta es independiente de Ω_B . Cuando en algun instante del proceso de carga las características dinámicas de la estructura coinciden con algun valor incluido en esta banda de resonancia, la estructura responde intensamente, produciendose la plastificación de alguno de sus elementos resistentes, y por consiguiente, cambiando las características dinámicas de manera que se sale de la banda de resonancia.

Haciendo uso del mismo modelo, en las Refs. 2 y 18 se mencionan los resultados de investigaciones orientadas a cuantificar el efecto de la excentricidad sobre la respuesta del sistema inelástico. Tanto en la ductilidad requerida como en los desplazamientos del borde de la estructura se registra una mayor dependencia de la excentricidad estática, incrementandose la respuesta a medida que se aumenta la excentricidad. Los factores de incremento de la ductilidad y del desplazamiento del borde de la losa en relacion a los correspondientes de la estructura simétrica no dependen mucho de la señal, pero sí del periodo traslacional inicial, acusando un incremento de los factores a medida que la estructura se hace más rígida y aumenta el grado de incursión en el intervalo inelástico.

Los resultados que se acaban de presentar se obtuvieron de suponer un comportamiento bilineal histerético estable en todos los elementos resistentes. Para medir el efecto que tiene sobre la respuesta el considerar elementos con degradación de rigidez, en la Ref. 18 se mencionan los resultados obtenidos de realizar todos los estudios antes descritos, considerando ahora elementos con degradación de rigidez.

Esta investigación pone de manifiesto que el considerar este tipo de elementos no tiene efectos apreciables en la respuesta. Aunque se piensa que para determinar con precisión la influencia de este parámetro en la respuesta son necesarios estudios más amplios, se considera que como una primera aproximación al problema, es conveniente hacer uso de elementos con curvas características carga-desplazamiento bilineales histeréticas.

Cuando el edificio está formado por marcos de vigas y columnas, es bien sabido que las columnas que forman parte de marcos en direcciones X y Y estarán sometidos a acciones en estas dos

direcciones, y que la plastificación de la sección, función de estas acciones y del nivel de carga axial, depende de la geometría de la sección, para un material homogéneo e isotrópico. El modelo utilizado hasta el momento, formado por elementos con resistencia y rigidez solo en una dirección, es una buena idealización de estructuraciones a base de muros de cortante, en donde la rigidez y resistencia en una de las direcciones principales es bastante mayor que en la otra, lo que permite, sin cometer errores apreciables, despreciar completamente la contribución de la dirección débil en la respuesta.

Con el objeto de cuantificar el efecto que sobre la respuesta tiene el considerar o no la interacción de las dos direcciones principales en la fluencia, para elementos columna, el profesor Tso (Ref. 17) muestra los resultados de la investigación que a continuación se detalla.

El modelo utilizado, que se muestra en la Fig. 14, consta de una placa rígida rectangular de dimensiones $B \times D$, soportada por cuatro columnas de sección circular con rigideces y resistencias iguales. La ubicación en planta de estas columnas es tal que solo se presenta excentricidad en una de las direcciones principales.

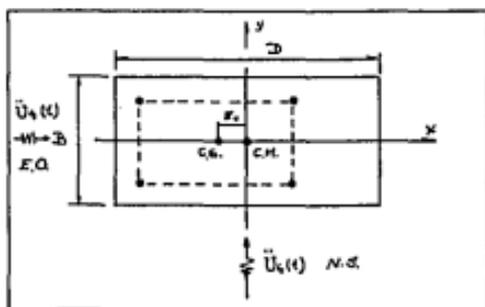


FIG. 14.- Modelo de columnas utilizado por Tso

La curva de interacción normalizada es una circunferencia cuya ecuación es:

$$\emptyset = (V_x/V_{Fx})^2 + (V_y/V_{Fy})^2$$

donde V_{Fx} y V_{Fy} son las fuerzas que ocasionan la fluencia en las direcciones X y Y, respectivamente.

La columna es elástica para $\emptyset < 1$, y plástica si $\emptyset = 1$; situaciones con $\emptyset > 1$ son inadmisibles. Asimismo, en el estudio no se consideran estados de plastificación parcial de la sección.

Para hacer más notable el efecto de interacción en la fluencia, se somete la estructura a la acción simultánea de excitaciones en las dos direcciones ortogonales X y Y. En este estudio se utilizaron las componentes NS y EO del registro de El Centro 1940.

Los parámetros de respuesta utilizados son los mismos que en los estudios anteriores: las ductilidades requeridas (U_x , U_y) en el elemento más solicitado (1), y los desplazamientos del borde de la estructura: (H_x , H_y).

Cuando se considera el efecto de interacción en sistemas simétricos ($E = 0$) y con excentricidad ($E = 0.2D$), ocurre que las ductilidades requeridas en las dos direcciones tienden a igualarse, aumenta la más baja y disminuye la más alta, lo que significa un mejor uso de la resistencia proporcionada a la estructura debido a redistribución de esfuerzos. El mismo comportamiento se registra cuando el parámetro de interés en la respuesta es el desplazamiento del borde de la estructura.

Aunque los resultados obtenidos son válidos únicamente para funciones de interacción como la utilizada, las líneas generales de comportamiento indican que la estimación de la respuesta, omitiendo el efecto de interacción, se aproxima lo suficiente a la real como para evitar su formulación en estudios encaminados a la comprensión del comportamiento de estructuras asimétricas.

En la Universidad de Berkeley (California) el profesor Chopra ha seguido otra línea de investigación para estudiar el mismo problema. El ha dedicado la atención a la formulación de un modelo simple que este caracterizado por los parámetros más relevantes que determinan la respuesta de los sistemas excéntricos inelásticos.

El modelo propuesto consiste en un elemento localizado en el centro de rigidez del sistema elástico lineal, de coordenadas $(x, 0)$ medidas en dirección de los ejes principales y con referencia al centro de masa del piso. Este elemento, que en el caso elástico se caracteriza únicamente por sus rigideces translacional y torsional, iguales a los del sistema original, estará definido además por la fuerza cortante y el momento torsionante que independientemente provocan la fluencia del elemento sometido a cada una de estas acciones. Además, por su curva de interacción en la fluencia, que define los pares de valores de la fuerza cortante y momento torsionante que actuando simultáneamente provocan la fluencia del sistema.

En las Refs. 10 y 12 se muestran los resultados de un estudio encaminado a determinar los valores de estos parámetros en función de los de la estructura real, de manera que la respuesta calculada sobre el modelo se acerque lo más posible a la que resulta de excitar la estructura original. Estos resultados se pueden resumir de la siguiente manera: la fuerza cortante de fluencia V_{cr} es la misma que actuando en el centro de rigidez del sistema original provoca la fluencia de este. El momento torsionante T_{cr} se puede calcular a partir de:

$$T_{cr}/rV_{cr} = q[(W_0/W_{cr})^2 - (E/r)^2]$$

Donde q es un coeficiente que varía entre 0.58 y 0.86 dependiendo del número, tipo, y localización de los elementos resistentes en la estructura. La curva de interacción se expresa como:

$$(V_{cr}/V_{cr})^2 + (T_{cr}/T_{cr})^2 = 1$$

Que corresponde a la ecuación de una circunferencia.

Es importante notar que en el modelo propuesto se continúa con la misma hipótesis de los estudios anteriores: la resistencia de cada elemento es proporcional a su rigidez.

Debido a las características del modelo, bilineal histerético, no es posible considerar la fluencia parcial del piso, que al parecer comienza a tener importancia en estructuras de excentricidades altas, $E_M/r > 0.40$, y más aun, en estructuras donde las resistencias de los elementos no son proporcionales a las rigideces, que adelantándonos un poco a los resultados de esta investigación, es uno de los parámetros medulares de este estudio.

Haciendo uso del modelo que se acaba de describir, en las Refs. 10 y 12 se muestran los resultados de un estudio paramétrico orientado a evaluar los efectos de la relación de frecuencias y la excentricidad estática en la respuesta inelástica de sistemas excentricos. Los resultados más importantes de esta investigación se pueden resumir en lo siguiente:

Los desplazamientos laterales del centro de masas siguen la tendencia de los sistemas elásticos lineales: disminuyen a medida que aumenta la excentricidad estática. Los giros, por el contrario, aumentan. Los valores de estos desplazamientos en relación a los que resultan de un comportamiento elástico lineal siempre son menores.

En cuanto a la relación de frecuencias, su efecto en la respuesta también es semejante al que produce en sistemas elásticos lineales: a medida que aumenta, los desplazamientos del centro de masas se asemejan más a los del sistema simétrico, y los giros disminuyen notablemente.

Pensando en que los desplazamientos máximos del centro de masas no dan información muy precisa de la deformación máxima de los elementos situados en la periferia, en la misma referencia se muestran resultados para elementos situados en la periferia a uno y otro lado del centro de rigidez. Los resultados de esta investigación indican que para estructuras con relaciones de frecuencias mayores que dos, el comportamiento del sistema es muy semejante al de estructuras elásticas lineales, y más aun, los máxi-

mos pueden estimarse conservadoramente de análisis estáticos.

Cuando la relación de frecuencias es menor que dos, aunque la tendencia global permanece, se presentan amplificaciones para ciertos periodos que no pueden ser estimadas a partir de respuestas elásticas.

3.2. DESCRIPCION DEL MODELO

Los estudios anteriores se han planteado para intentar entender el comportamiento de estructuras asimétricas, cuando se diseñan de manera que la resistencia de los diferentes elementos que los componen es proporcional a las rigideces. Desde el punto de vista de diseño estas investigaciones no proporcionan mucha información, a no ser que las estructuras que se pretenden detallar cumplan con la característica anterior.

La filosofía actual de diseño sísmico, al permitir que las estructuras se deformen considerablemente dentro del intervalo inelástico, confía como pilares del diseño en el detallado correcto de los elementos, de manera que puedan fluir sin deterioro apreciable de su rigidez y resistencia, y en una acertada distribución de resistencias y rigideces, de manera que la disipación de energía no se concentre en unas pocas secciones de la estructura, sino que se distribuya de manera más o menos uniforme.

Fijando la atención en el problema de torsión, los códigos actuales de diseño sísmico dictan el detallado de todos los elementos basados en un factor de ductilidad global de la estructura, sin hacer distinción entre los diferentes marcos de un sistema asimétrico. Los resultados de las investigaciones presentadas indican que en los marcos más solicitados se desarrollan ductilidades hasta tres veces mayores que las que se presentan en sistemas simétricos, lo que parece indicar una deficiente distribución de la energía disipada, concentrándose gran parte de esta en unos cuantos elementos. Para modificar esta forma de disipación de energía es necesario cambiar entonces las distribuciones de resistencias y rigideces.

En cuanto a la distribución de rigideces, es evidente que si el diseñador tuviera control sobre esta, su mejor elección sería proyectar una estructura simétrica, pero lo que se intenta estudiar es precisamente la forma de mejorar el comportamiento de estructuras que presentan asimetría entre la distribución de masas y rigideces, debida a condiciones geométricas del terreno y requisitos funcionales que están fuera del alcance del diseñador.

Los códigos actuales de diseño sísmico, como ya se vio en el capítulo dedicado al comportamiento elástico lineal, proponen reglas para determinar los niveles de fuerza cortante máxima a que estará sometido cada elemento de cada entrepiso, que sirven para verificar si la estructura permaneciera, como se supuso, dentro del intervalo elástico lineal, además de servir para estimar los desplazamientos máximos que se presentan en cada uno de los marcos del piso.

Esta distribución de cortantes no se parece en nada a la distribución de rigideces, y más aun, no hay pruebas que indiquen que con una distribución de resistencias de este tipo el comportamiento inelástico de la estructura será el más adecuado.

Con base en estos antecedentes, se planteara un modelo que permita estudiar la influencia de la distribución de resistencias en la respuesta inelástica de sistemas asimétricos, con el objeto de determinar cuál es la que hace que la demanda de ductilidad se distribuya más uniformemente. Además se pretende evaluar qué niveles de demanda de ductilidad se desarrollan en relación a los de la estructura simétrica correspondiente.

El modelo considerado, que se muestra en la Fig. 15, consta de dos placas horizontales rígidas en su plano, unidas entre sí por elementos verticales deformables, dispuestos solo en la dirección de la excitación. Lo anterior, aparte de obligar a tener excentricidades en rigideces y resistencias solo en dirección perpendicular a la excitación, permite variar la distribución de la resistencia sin modificar el valor total de esta y sin introducir una resistencia torsional independiente de la excentricidad en rigidez, que distorsionaría los resultados que se están buscando.

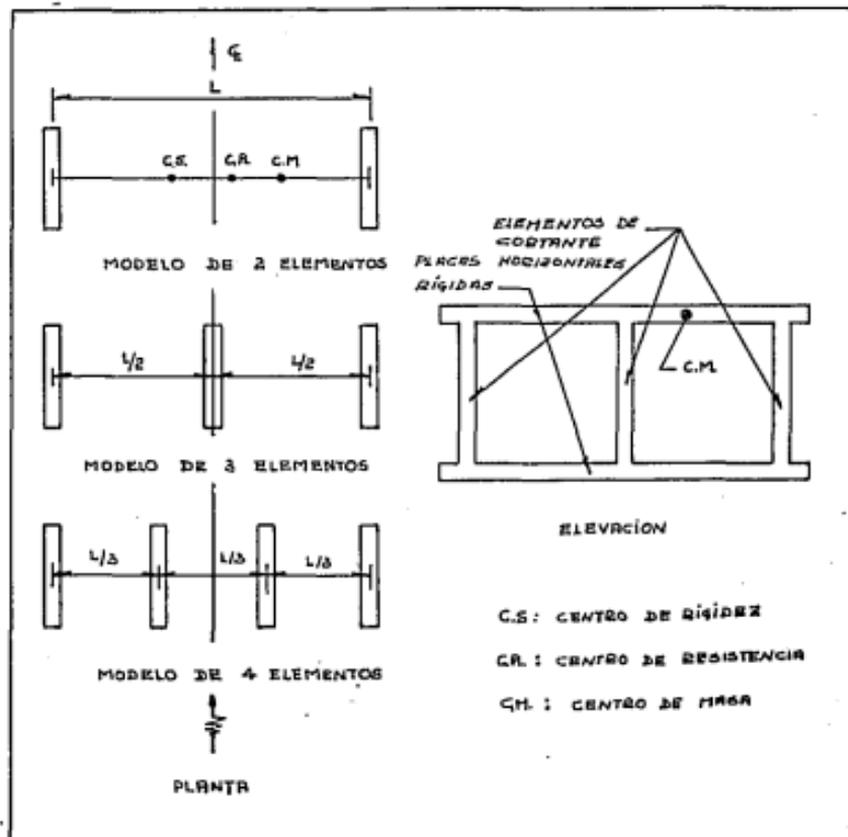


FIG. 15.- Modelo

Con la intención de no introducir más parámetros dentro del modelo, que solo dificultarían la interpretación de los resultados, se considera que la unión entre las placas se hace por medio de elementos de cortante aislados, lo que permite definir de

manera clara y única la ductilidad desarrollada por cada uno de los elementos del entrepiso. La curva característica carga-desplazamiento de estos elementos se tomara como bilineal histerética. Para la segunda rama de la curva se considero una pendiente igual al 1% de la pendiente de la rama inicial. Este valor se eligió para evitar un mal condicionamiento de la matriz de rigidez en la formulación incremental de la ecuación de equilibrio, cuando el sistema durante algunos instantes del proceso de carga se convierte en un mecanismo.

La masa del sistema se considera concentrada en algun punto de la losa superior, para poder variar la excentricidad estática sin necesidad de modificar las rigideces de los elementos. El valor de la masa se calcula de manera que al mantener fija la rigidez traslacional del sistema, se obtenga el periodo de vibración traslacional deseado. En cuanto a la inercia rotacional, el valor del radio de giro se calcula de manera que la relación de frecuencias desacopladas Ω_0 permanezca constante e igual a 1 durante todo el estudio. La decisión de mantener fijo el valor de 1 para la relación de frecuencias desacopladas Ω_0 , se tomo con base en los estudios del profesor Iso, y en el convencimiento, por el razonamiento hecho anteriormente, de que este parametro no influye de manera decisiva en la respuesta.

En el estudio se consideraran modelos con 2, 3 o 4 elementos resistentes. En los tres casos los elementos estaran dispuestos sobre una longitud igual L , dividida en partes iguales en los modelos de 3 y 4 elementos, ver Fig. 15.

La rigidez lateral total inicial K proporcionada a la estructura se mantendrá constante para todos los casos estudiados. Cuando se consideran 3 o 4 elementos, y se utilice una distribución de rigideces entre los muros diferente de la uniforme, se calculará la rigidez lateral de los diferentes elementos usando una variación constante entre cada dos elementos consecutivos. El mismo criterio se usará para variar el centro de resistencias cuando se emplean los modelos con 3 o 4 muros. Esta forma de variación lineal de rigideces y resistencias se eligió en aras de la simplicidad, para no introducir en la definición otro parametro diferente al de la ubicación, que no tendría justificación y obstaculizaría la interpretación de los resultados.

La resistencia total proporcionada al sistema, calculada como la suma de las resistencias dadas a cada uno de los elementos, se mantendrá constante para cada periodo y factor de ductilidad global seleccionados. Esta resistencia total se calcula conforme a lo dispuesto por las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de octubre de 1985 (Ref. 8). Esta selección se hizo pensando en que con los espectros de diseño propuestos por estas normas, se lograba con buena aproximación estimar, a partir del factor de ductilidad Q , la ductilidad exigida a un sistema bilineal histérico de un grado de libertad, que es exactamente el que se tiene cuando se consideran los modelos simétricos. Este interés en proporcionar resistencias tales que la ductilidad exigida al sistema simétrico fuera precisamente la seleccionada, está en que se piensa que un factor importante en las distribuciones de resistencias es el nivel de ductilidad exigido, y el hecho de poder aproximar este a partir de la resistencia suministrada permite organizar las pruebas de manera que sus resultados sean lo más independientes posible de las características de las señales. Aparte de lo anterior, se presenta una buena oportunidad para estimar que tan acertados son los espectros propuestos por las normas de emergencia, cuando se someten las estructuras a los registros obtenidos durante el sismo de septiembre de 1985.

Las distancias entre los centros de rigidez y masas, y rigidez y resistencias, se harán variar en incrementos de $L/10$ desde 0.0 hasta $0.4L$. Cuando por efecto de la variación lineal de rigideces y resistencias, para casos de excentricidades altas, los valores de las rigideces y las resistencias resulten negativas, los casos no serán analizados.

En el caso de respuesta elástica lineal no importa la forma de distribución de la rigidez o la masa: sólo es importante la posición de sus centros. Por el contrario, en el caso de respuesta inelástica la distribución de los parámetros también influye en la respuesta. Por esta razón se diseñó un modelo que aparte de que permitiera variar, de manera independiente, la distribución de los tres parámetros estructurales, masa, rigidez, y resistencia, se ajustara lo mejor posible a las características del programa que se utilizó para hacer el análisis (DRAIN-TABS), cuyas características principales se describen más adelante.

Desde el punto de vista elástico lineal muchos de los casos analizados son similares, pero no lo son una vez que el sistema

ingresa al intervalo inelástico. La forma como se llevo a cabo el estudio se aprecia mas claramente en las tablas de resultados que se presentan mas adelante. El valor de las rigideces y resistencias que toma cada elemento, para cada caso, puede ser deducido facilmente a partir de las hipotesis que se fijaron en este inciso para la variación de los diferentes parametros.

Igual que en los estudios del profesor Iso, los dos parametros de interes en la respuesta son las ductilidades demandadas y los desplazamientos maximos de cada uno de los elementos. El primer parametro, aunque no es precisamente una medida de la energia disipada, si es una medida relacionada con el dano potencial de los elementos estructurales, utili en el diseño y detallado de los elementos a la luz de los codigos actuales de diseño sismico. El segundo parametro, desplazamientos maximos, aparte de ser una medida del dano de los elementos no estructurales, es util como medida de posibles formas de falla por inestabilidad.

3.3. EXCITACIONES UTILIZADAS

Se considerara que el movimiento del terreno es el mismo para todos los puntos de contacto entre la estructura y el terreno, omitiendo vibraciones torsionales producto de la excitacion misma.

Durante todo el estudio se utilizaron dos señales, registradas ambas durante el temblor del 19 de septiembre de 1985 en la ciudad de Mexico. La primera, denominada SCT EW, corresponde a un registro logrado en la zona de suelo blando de la ciudad; la segunda, CU EW, corresponde a una señal registrada en la zona de suelo duro. En las Figs. 16 y 17 se muestran los registros de las aceleraciones del suelo, seguidos por dos graficas: la primera representa la intensidad de Arias, que es un indicativo del dano potencial que el sismo puede producir en un sitio, medido como la suma de energias disipadas. Lo anterior significa que para cada tiempo la intensidad de Arias representa la energia disipada hasta ese momento. La segunda grafica corresponde a la derivada de la curva de intensidad de Arias, que no es otra cosa que la participacion de cada instante de tiempo al dano potencial total producido por el sismo.

El estudio anterior se hizo debido a la gran duracion de la señal (180 Seg.), que utilizada en un analisis inelastico, representa un costo demasiado alto del proceso de calculo. Se utilizo entonces el concepto de intensidad de Arias para seleccionar el intervalo de tiempo en el que el temblor presenta el maximo potencial de dano.

En el caso del registro de SCT EW se ve claramente una concentracion de la energia disipada en un intervalo de tiempo mas o menos definido. Los limites, tanto por la izquierda como por la derecha, se escogieron de manera que la energia disipada acumulada en los primeros instantes de tiempo, o la que faltara por disipar al final, no excediera en ningun caso del 5% de la energia disipada total, o que, refiriendonos a la grafica de la derivada de la intensidad de Arias, no se presentaran valores, antes o despues de los limites escogidos, que excedieran del 5% del valor maximo de la energia disipada en un instante de tiempo. Aplicando los dos criterios anteriores resulta un intervalo de tiempo para la señal SCT EW que va de los 36 a los 73 segundos, lo que significa una duracion efectiva de 37 segundos, que comparativamente a los 180 del registro completo, representa un ahorro enorme de tiempo en el proceso de calculo.

Si se observan con detenimiento las graficas correspondientes al registro CU EW, resulta claro que de aplicar los criterios establecidos para el caso anterior, el intervalo de tiempo efectivo resultaria ser de aproximadamente 52 segundos, que representan el 90% del tiempo total de duracion. Se penso entonces que para el caso de esta señal no se justificaba hacer el corte.

En el estudio que se planteo: modificacion de las propiedades estructurales para lograr una mejor distribucion de la ductilidad demandada respecto a la que se presenta en la estructura simetrica asociada, se penso que el impacto del tipo de registro en las respuestas relativas que se obtienen no es significativo. Por esta razon se hace poco hincapie en las caracteristicas particulares de cada una de las señales.

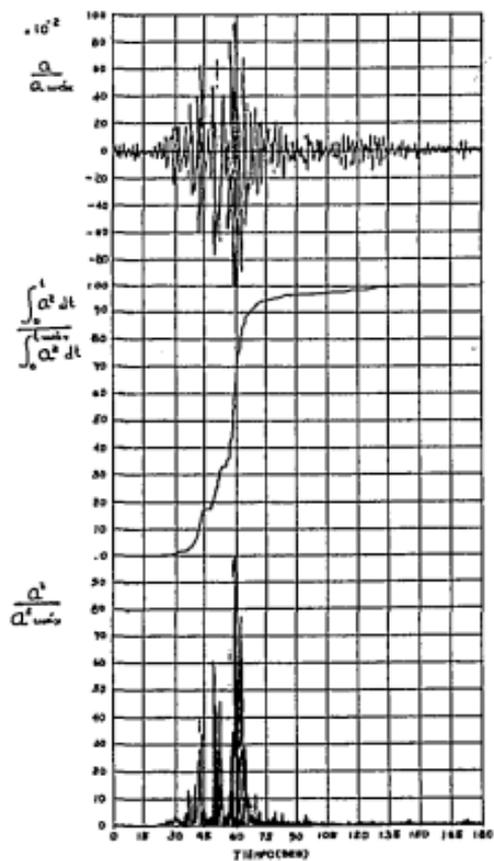


FIG. 16.- Registro SCT EW (Mexico 1985)

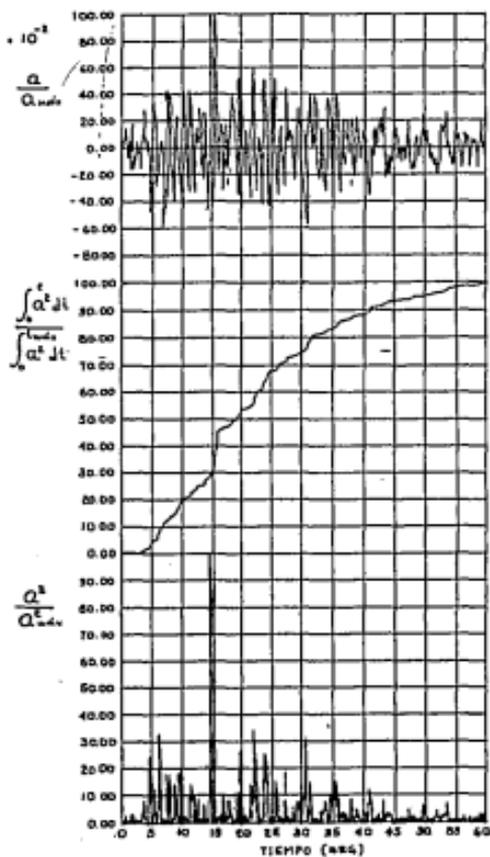


FIG. 17.- Registro CU EW (Mexico 1985)

3.4. METODO DE ANALISIS

Para el calculo de la respuesta dinamica inelastica del sistema se utilizo el programa DRAIN-TABS (Ref. 7). En este programa el edificio se idealiza como una serie de subestructuras planas independientes, interconectadas por diafragmas horizontales rigidos. Su principal limitacion esta en que el acoplamiento de las subestructuras a traves de columnas comunes no se tiene en cuenta.

Es claro que la idealizacion necesaria para utilizar el programa se ajusta perfectamente al sistema utilizado, en el cual las subestructuras planas independientes estan formadas por cada uno de los elementos de cortante aislados que soportan la placa superior, que constituye el diafragma horizontal rigido. Para simplificar el proceso de calculo los elementos de cortante se idealizan como elementos viga a los cuales se les han restringido las rotaciones en ambos extremos, ademàs de la traslacion en el extremo de union con la placa de cimentacion.

Para resolver la ecuacion de equilibrio dinamico el programa utiliza un metodo de integracion paso a paso, suponiendo que la aceleracion permanece constante dentro de cada intervalo de tiempo. En el caso de respuesta elastica lineal este metodo tiene la ventaja de ser estable para cualquier periodo y paso de integracion seleccionado. Para modos de vibracion con periodos relativamente cortos en comparacion con los pasos de integracion, la respuesta calculada en el tiempo sera bastante imprecisa. Y si por el contrario, los pasos de integracion son pequeños en relacion a los periodos de vibracion, la respuesta en el tiempo sera precisa, pero los costos de proceso seran excesivos. Es necesario entonces hacer un estudio que permita seleccionar el intervalo de tiempo mas grande posible que de como resultado una respuesta en el tiempo lo suficientemente precisa para los fines que se persiguen.

En el caso de respuestas inelasticas la rigidez de la estructura se va degradando a medida que esta se plastifica y los periodos de vibracion se incrementan, ya que la masa permanece constante. Bajo estas condiciones, los intervalos de integracion seleccionados basados en respuestas elasticas se hacen mas adecuados. Fundamentados en lo anterior se escogio el intervalo de integra-

ción comparando la respuesta del sistema calculada con el programa DRAIN-TABS, suponiendo comportamiento elástico lineal, con la que resulta de calcular la respuesta con un método de superposición modal. El intervalo de integración seleccionado fue de 0.02 segundos, que corresponde justamente al intervalo de digitización de las señales utilizadas.

3.5. PRESENTACION DE RESULTADOS

Los dos parámetros de interés en la respuesta son las demandas de ductilidad y los desplazamientos máximos para cada uno de los elementos resistentes, medidos ambos en relación a los que se presentan en la estructura simétrica asociada.

Para lograr una visión clara y rápida de los resultados, estos se presentan de la siguiente manera:

La distancia x , medida a partir del centro geométrico y que señala la posición del centro de resistencias, aparece marcada sobre el eje de las abscisas cada $L/10$, siendo L la longitud entre los elementos resistentes extremos. La respuesta de interés (ductilidad o desplazamiento relativo), se indica sobre el eje de las ordenadas para cada uno de los elementos resistentes de la estructura, según indica la convención de trazos que se muestra en la esquina superior derecha de la hoja de resultados. Cada gráfica contiene un barrido completo de ubicaciones del centro de resistencias para una única posición del centro de masa (C.M.), que aparece señalado en la parte inferior de cada gráfica. Un cuadro completo, que ocupa una hoja de resultados, incluye el conjunto de gráficas que conforman un barrido completo de posiciones del centro de masa, para una única distribución de rigideces iniciales del sistema, cuyo centro de rigidez (C.S.) aparece señalado en la parte inferior de cada una de las gráficas de la hoja.

En la parte superior de cada cuadro de resultados se indica la respuesta que se grafica (demanda de ductilidad o desplazamiento relativo), la excitación utilizada (SCT EW o CU EW), el período traslacional inicial (T), el factor de reducción por ductilidad (Q) y la convención utilizada para representar la respuesta de

cada uno de los marcos de la estructura.

Para una misma señal, periodo traslacional inicial, factor de reduccion por ductilidad y numero de elementos resistentes, se presentan varios cuadros de resultados que corresponden a diferentes distribuciones de rigideces iniciales del sistema. Todo este paquete de resultados se presenta para cuando existen 2, 3 o 4 elementos resistentes. Solo al final se muestran resultados obtenidos variando el factor de reduccion por ductilidad y las características de la excitación (ver cuadros 10,11,21,22).

Como se menciona arriba, las respuestas que se estudian son los desplazamientos y ductilidades relativas. Para una mejor visualización de las características de la respuesta estas se presentan independientemente, primero las ductilidades y luego los desplazamientos.

En los cuadros de resultados para los desplazamientos máximos, se superponen como líneas rectas los desplazamientos que para los diferentes marcos resultan de un análisis estático, suponiendo una carga aplicada en el centro de masa. Igual que las otras respuestas, esta se presenta relativa a la de la estructura simétrica asociada. La carga aplicada es tal que para la estructura simétrica resulte un desplazamiento unitario. Lo anterior se decidió debido a que lo que se pretende estudiar no es la justeza con la que el espectro de diseño utilizado aproxima los desplazamientos, sino para comparar los desplazamientos relativos de cada marco con los que resultan de un análisis estático.

Veamos por ejemplo, en el cuadro 1 se presenta la demanda de ductilidad de la estructura asimétrica relativa a la de la estructura simétrica, cuando se usó como excitación el registro llamado SCT EW y las características de masa y rigidez inicial de la estructura dieron como resultado un periodo traslacional inicial (T) de 1 seg. Además, la resistencia proporcionada a la estructura se calculó haciendo uso de un factor de reduccion por ductilidad (Q) de 4, y se distribuyó entre dos elementos resistentes.

La estructura simétrica se presenta cuando la posición de los

centros de resistencia, rigidez y masa coinciden. En el cuadro 1 este caso se presenta en la primera grafica cuando la posición del centro de resistencia coincide con el centro geométrico, es decir, cuando x/L es igual a 0. Para este punto los dos marcos (el del extremo izquierdo señalado con línea discontinua y el del extremo derecho con línea continua) demandan la misma ductilidad, que es también la demanda de ductilidad de la estructura simétrica, por lo que la respuesta asociada a este punto es igual a 1.

Al moverse hacia la derecha sobre la misma grafica, se están indicando nuevas posiciones del centro de resistencia para las mismas posiciones de los centros de masa y rigidez inicial. Las respuestas asociadas a estos puntos indican grandes incrementos en la demanda de ductilidad del marco situado en el extremo izquierdo y disminuciones en las del extremo derecho. Este comportamiento era de esperarse, ya que al mover el centro de resistencia hacia la derecha se aumenta la resistencia de este marco y se disminuye la del marco de la izquierda. Obsérvese que desde el punto de vista elástico la estructura que se está analizando es simétrica, pues coinciden los centros de masa y rigidez, pero una vez ingresa al intervalo inelástico comienza a ser significativa la distribución de resistencias, resultando respuestas asimétricas cuando los tres centros no coinciden.

La grafica siguiente es similar a la anterior en la distribución de rigideces, que se refleja en la posición del centro de rigidez C.S., pero difiere en la posición del centro de masa, que se ha desplazado hacia la derecha una distancia igual a $0.1L$. La variación en la posición del centro de resistencia es semejante a la de la grafica anterior; se inicia con una distribución uniforme en la que el centro de resistencia coincide con el centro geométrico y termina con una posición desplazada $0.4L$ hacia la derecha. La respuesta en este caso, donde se presenta una excentricidad estática inicial de $0.1L$, es muy semejante a la de la grafica anterior, excepto que la distribución de resistencias que uniformiza las demandas de ductilidad tiene su centro desplazado hacia la derecha y demanda una ductilidad relativa ligeramente superior a 1.

Las graficas restantes de este primer cuadro de resultados conservan la misma distribución de rigideces, pero cada una de ellas representa una excentricidad estática inicial incrementada cada vez en $0.1L$ sobre la grafica anterior. Así, en la última grafica se observa la distribución de resistencias en una estructura con

una excentricidad estatica inicial de $0.4L$.

El segundo cuadro es semejante al primero, salvo que la distribucion inicial de rigideces ya no es uniforme; el centro de rigidez esta desplazado $0.2L$ hacia la izquierda del centro geometrico. Además, la variacion de la posicion del centro de masas va desde $0.4L$ a la izquierda del centro geometrico en la primera grafica, hasta $0.1L$ a la derecha en la ultima grafica. Los cuadros 3 y 4 representan distribuciones de la rigidez inicial con centros a $0.3L$ y $0.4L$ a la izquierda del centro geometrico, respectivamente.

Con estos primeros cuatro cuadros se estan cubriendo todas las posibles combinaciones de distribucion de rigideces, masas y resistencias para el modelo de dos muros.

En los cuadros 5, 6 y 7 se presenta un estudio semejante al anterior, pero para el modelo de tres muros, y en los cuadros 8 y 9 para el modelo de cuatro muros.

Asociado a cada cuadro representando la demanda de ductilidad relativa, se presenta un cuadro que indica el desplazamiento de cada marco relativo al de la estructura simetrica asociada. Asi por ejemplo, el cuadro 12 representa las mismas estructuras estudiadas en el cuadro 1, pero esta vez la respuesta que se grafica son los desplazamientos relativos de cada marco. La convencion usada para representar la respuesta de cada marco es semejante a la utilizada en los cuadros de demanda de ductilidad y se indica en la esquina superior derecha de cada cuadro.

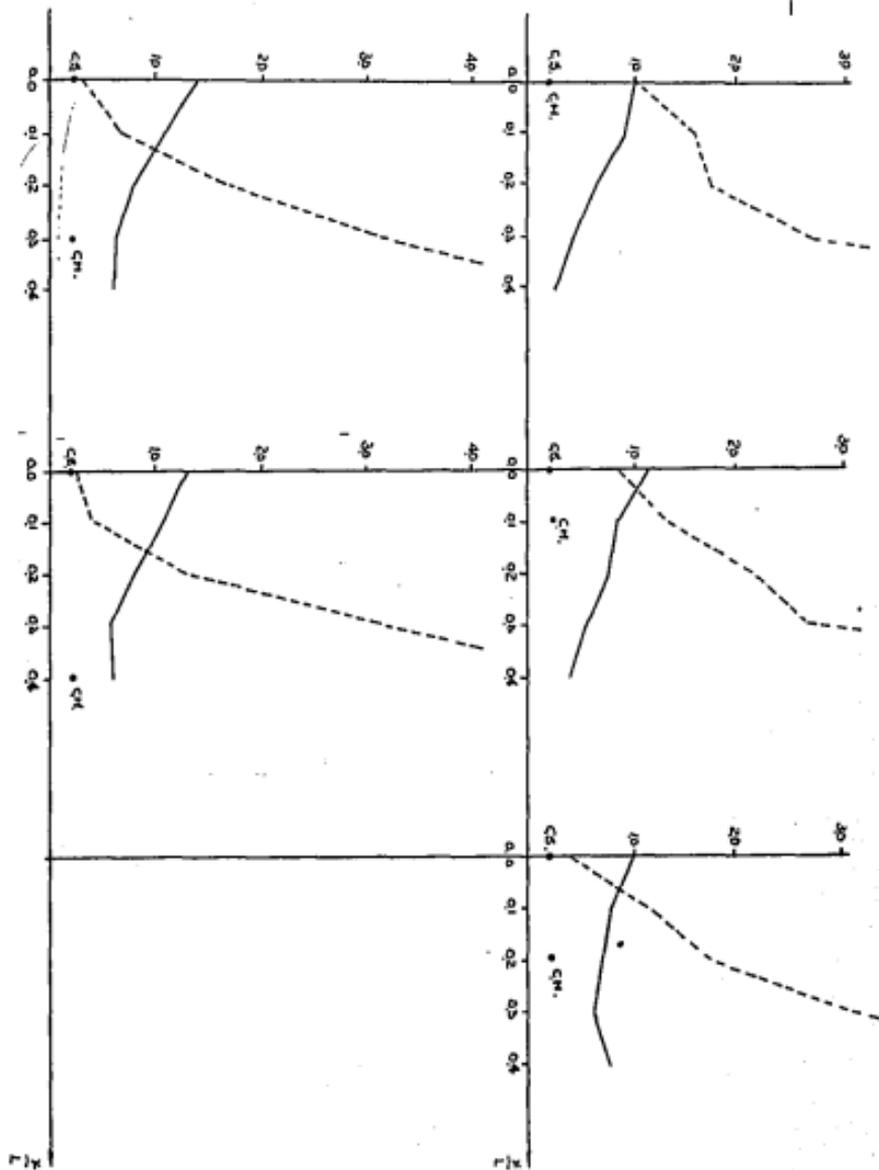
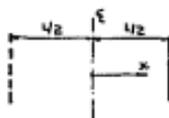
Como ya se menciona, sobre las graficas de los cuadros de desplazamientos se indican con lineas horizontales los desplazamientos relativos de cada marco, cuando la estructura que se representa en la grafica se somete a una carga estatica aplicada en el centro de masa. La carga aplicada es tal que provoca un desplazamiento unitario a la estructura simetrica asociada. Estos desplazamientos; producto de aplicar una carga estatica a la estructura considerada elastica lineal, son independientes de la distribucion de resistencia, por esta razon se representan como lineas horizontales. Observese que como la primera grafica del

cuadro 12, o la tercera del cuadro 13 etc.. Representan estructuras simétricas desde el punto de vista elástico lineal, los desplazamientos de los dos marcos coinciden, e indican un desplazamiento relativo de 1.

Esta forma de presentar los resultados intenta hacer énfasis en la distribución espacial de las características que definen a la estructura; distribuciones de masa rigidez y resistencias. Si desde el punto de vista elástico lineal solo interesa la posición relativa de los centros de masa y rigidez, se piensa que en el caso de respuesta inelástica la distribución espacial de las propiedades de la estructura es importante para poder interpretar correctamente los resultados.

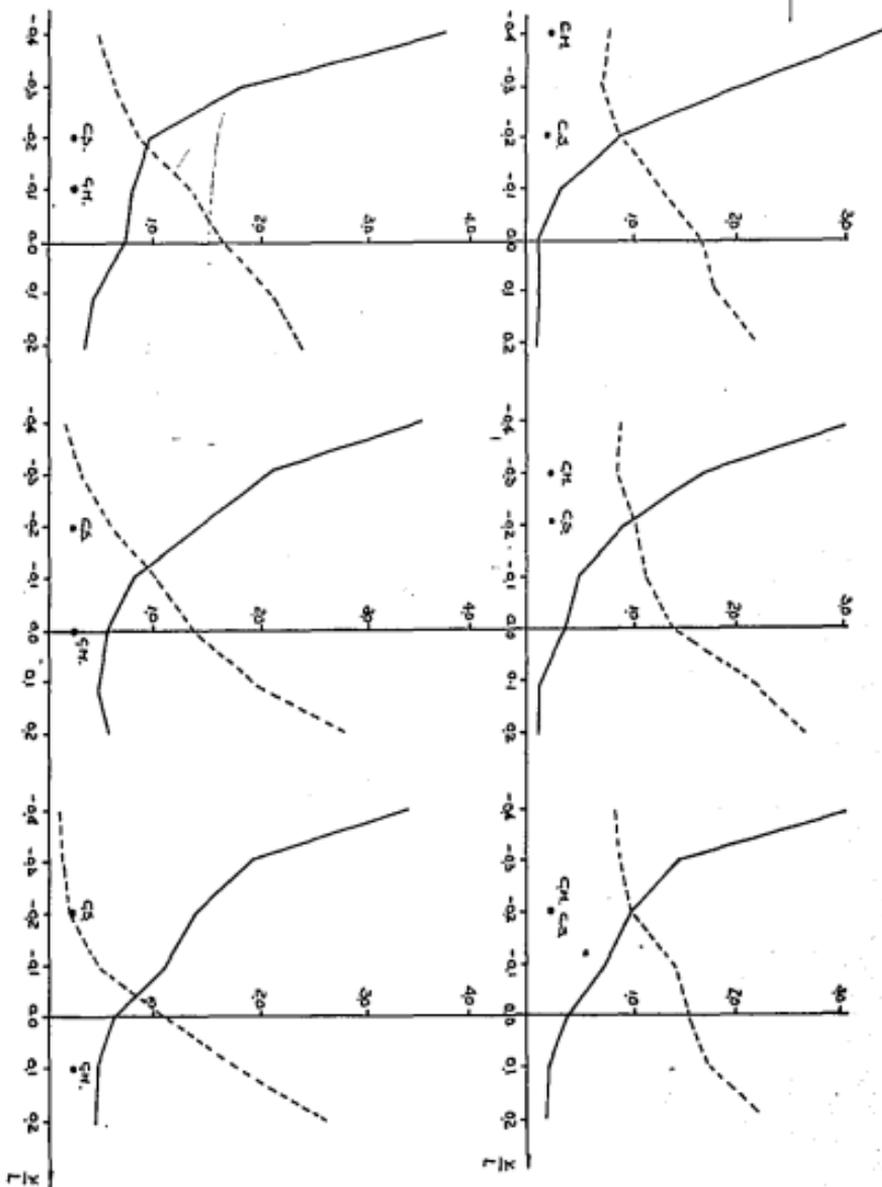
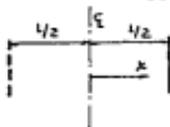
CURBO 1

DUC./DUC. SIM. - SCT-EW - T: 10 DEG. - Q: 40 -



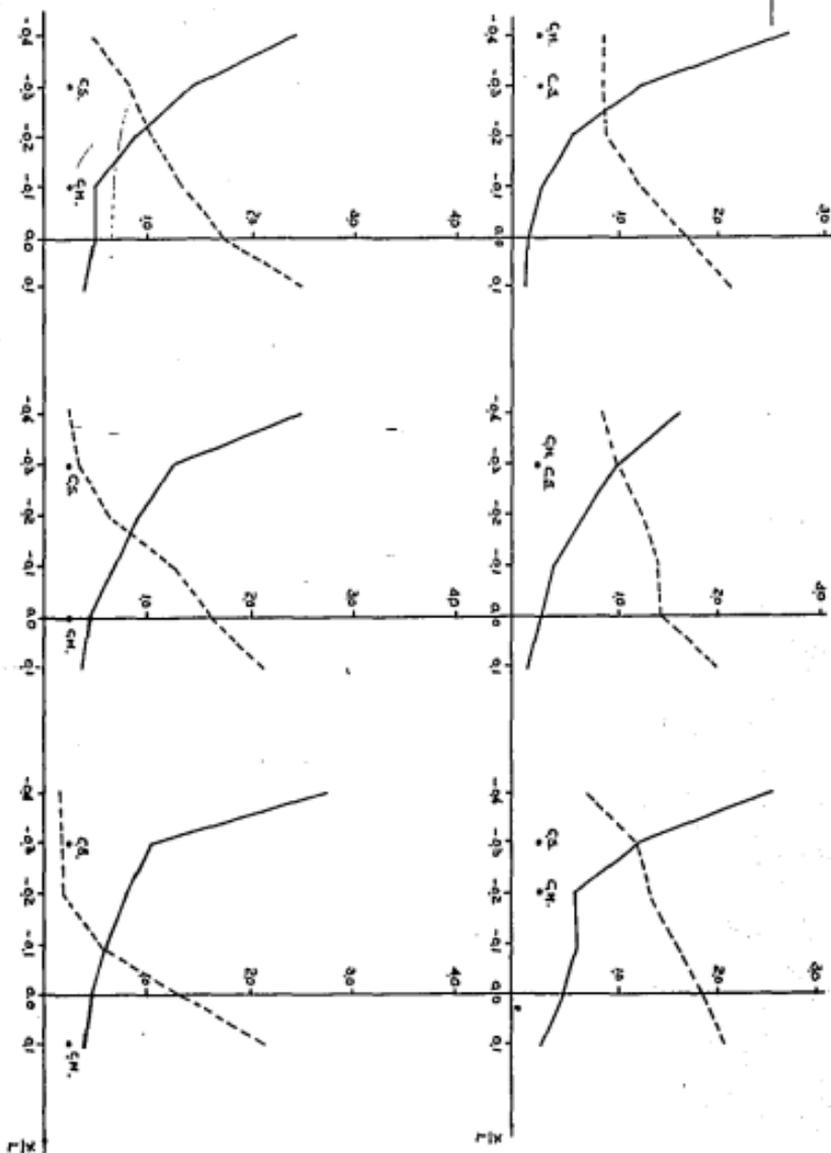
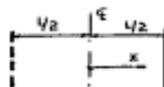
CUADRO 2

DUC/DUC. SIM. - SCT-EW - T= 10 SEG. - Q= 40 -



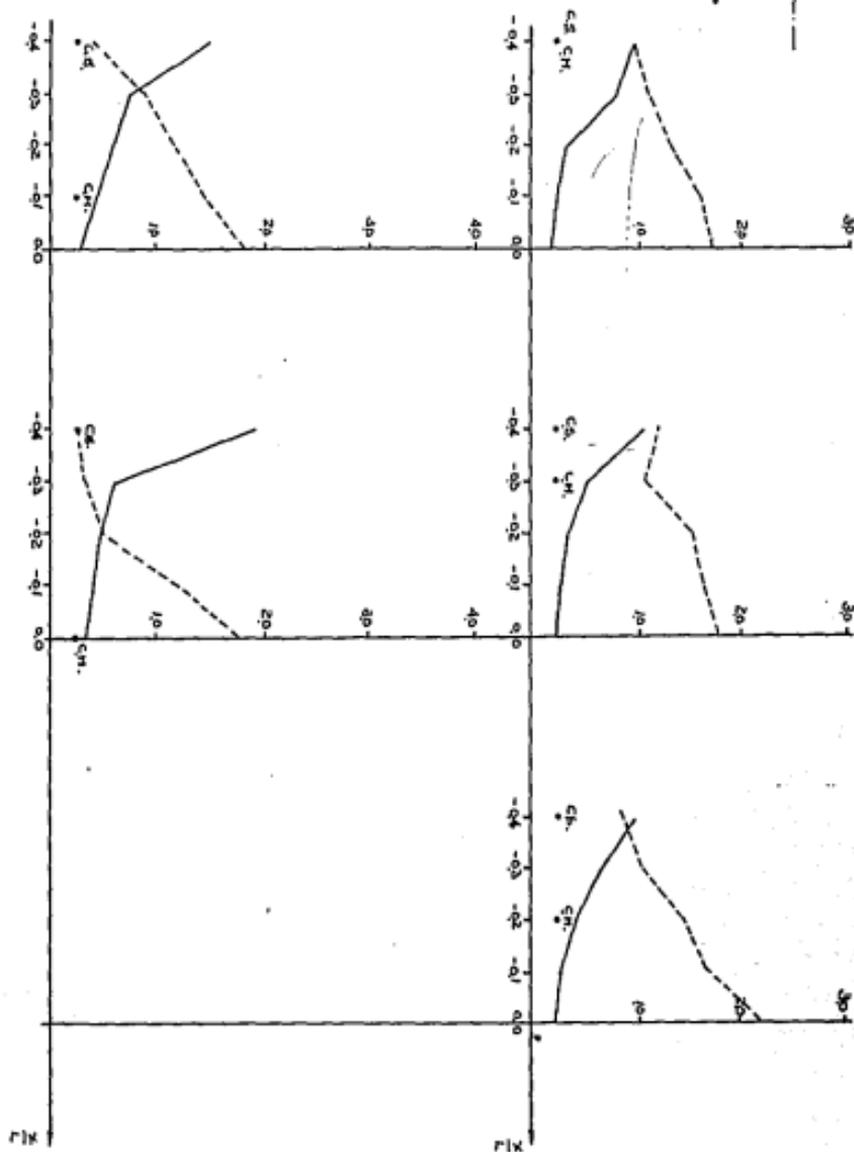
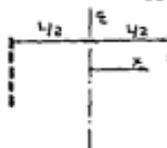
CURBO 3

DUC./DUC. SIM. - OCT. EW - T=10 DEG. - Q=40



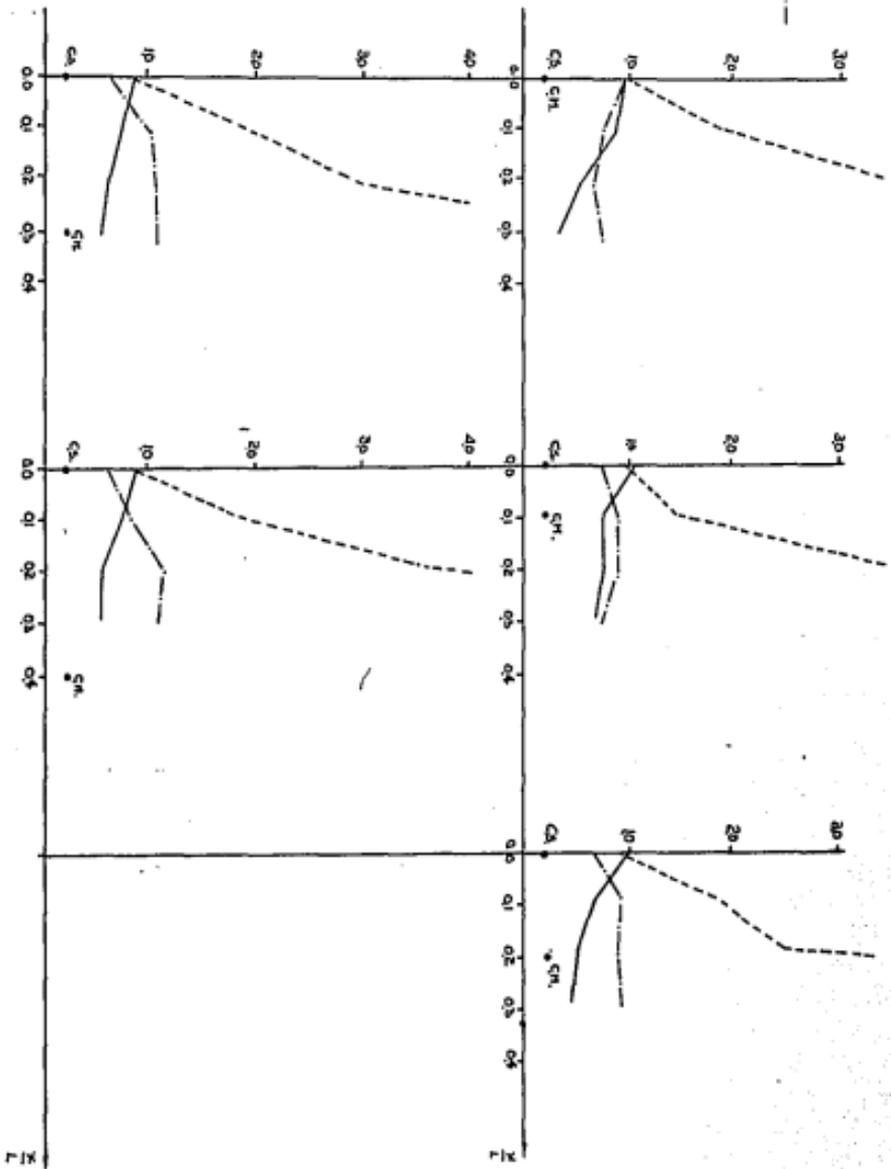
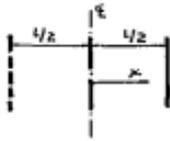
CUADRO 4

DUC / DUC. SIM. - SCT - EW - 7.10 SEG. - Q=40

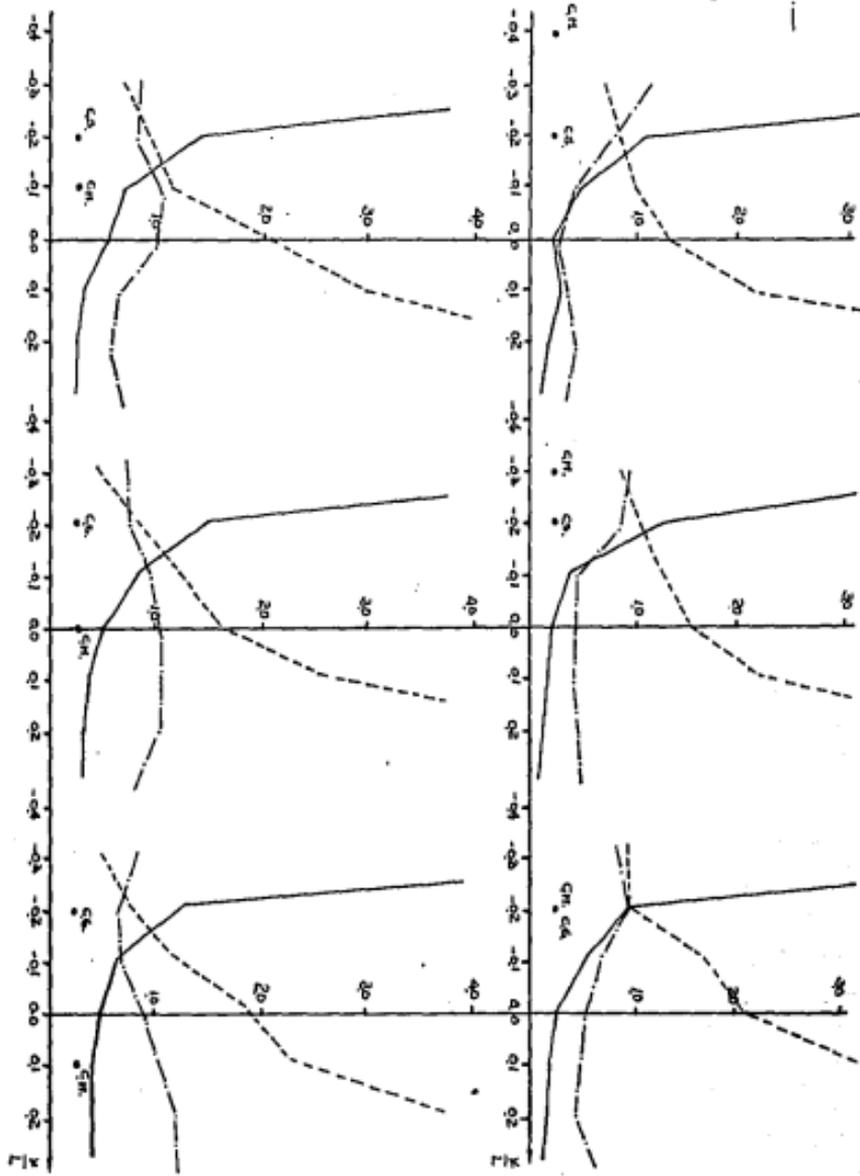
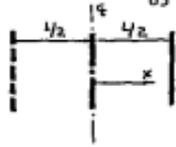


CUADRO 5

DUC./DUC. SIM. - SCT-EW - T=10 SEG. - Q=4.0

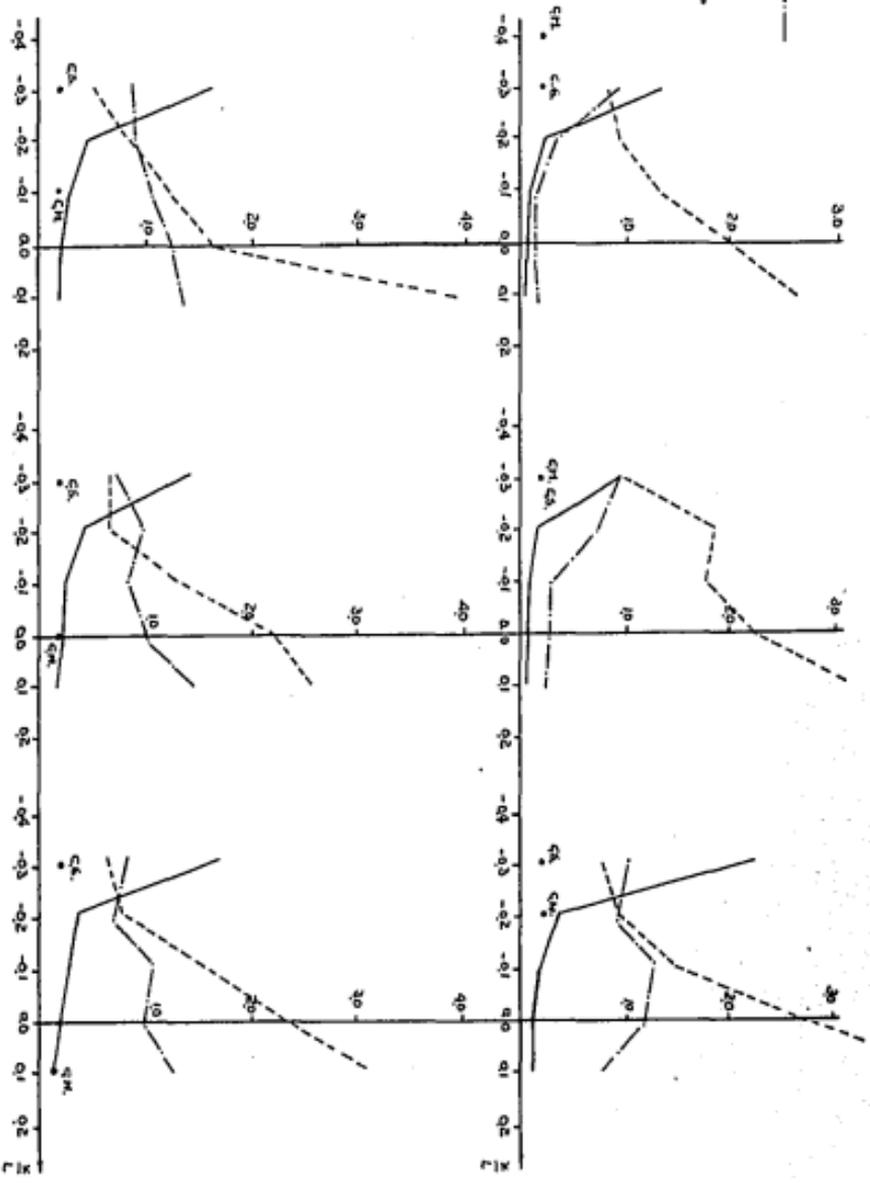
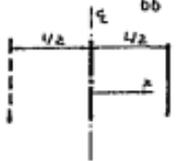


CUADRO 6
 DUG./DUG. G.M. - SCT-BW - P=10 MKG - Q=40-



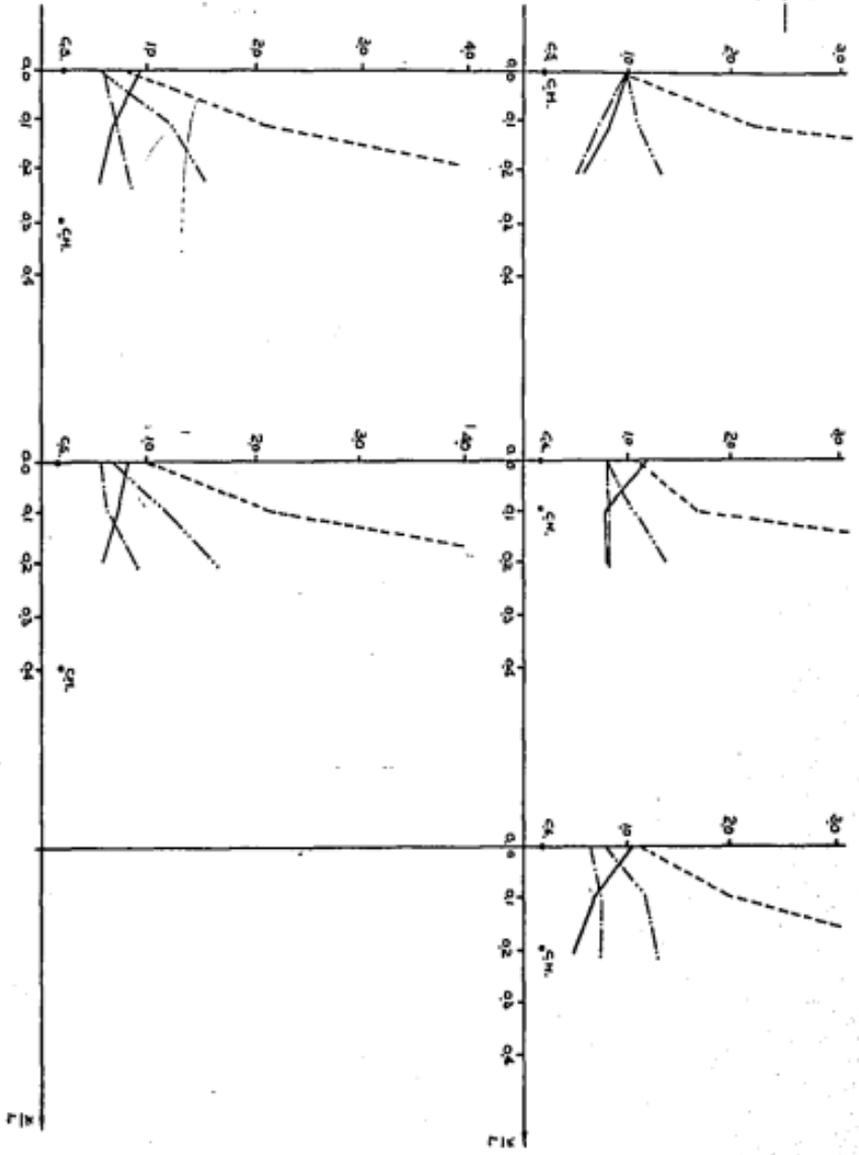
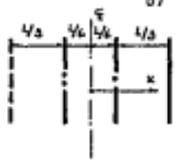
CUADRO 7

DUG/DUG 61M. - SCR. EW - T: 10 SEG - Q: 40



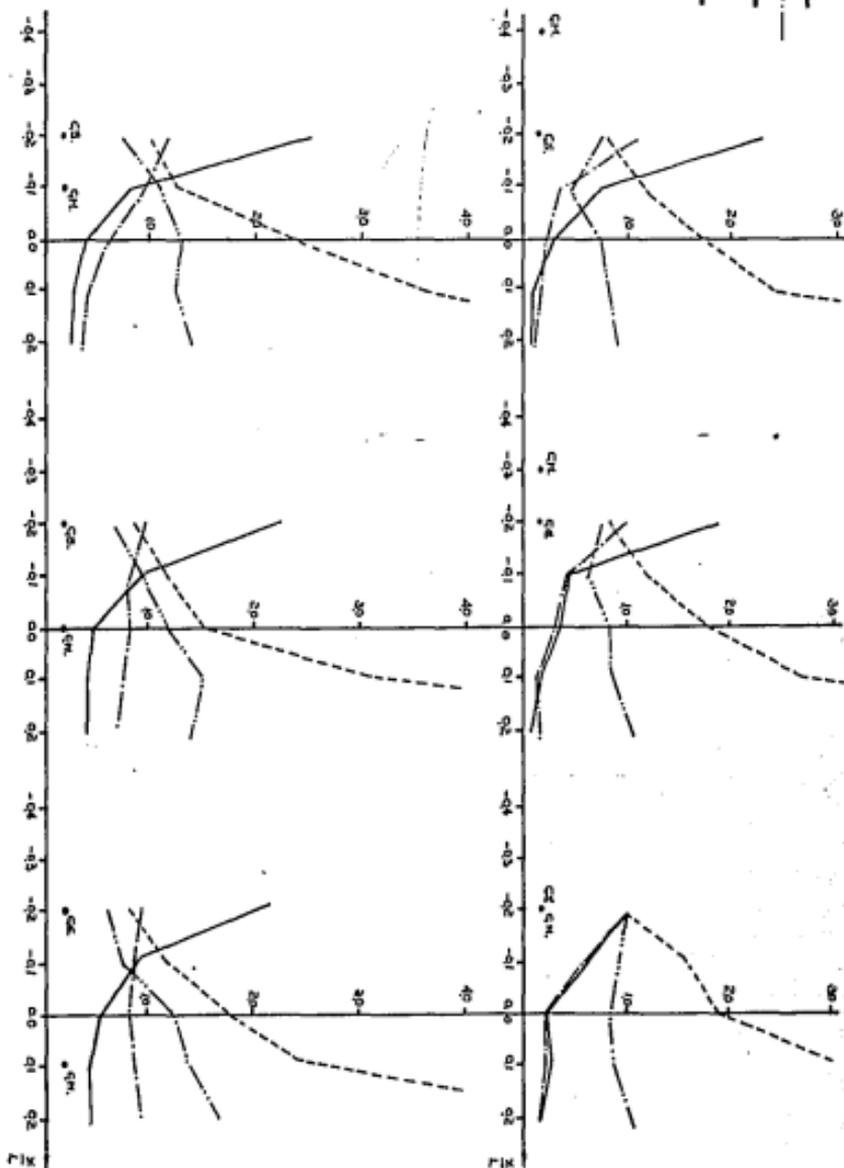
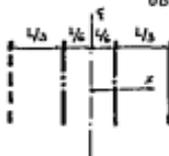
CURVED B

DUC./DUC. 611. - SGT-EW - T= 1.0 SEC. - Q= 4.0



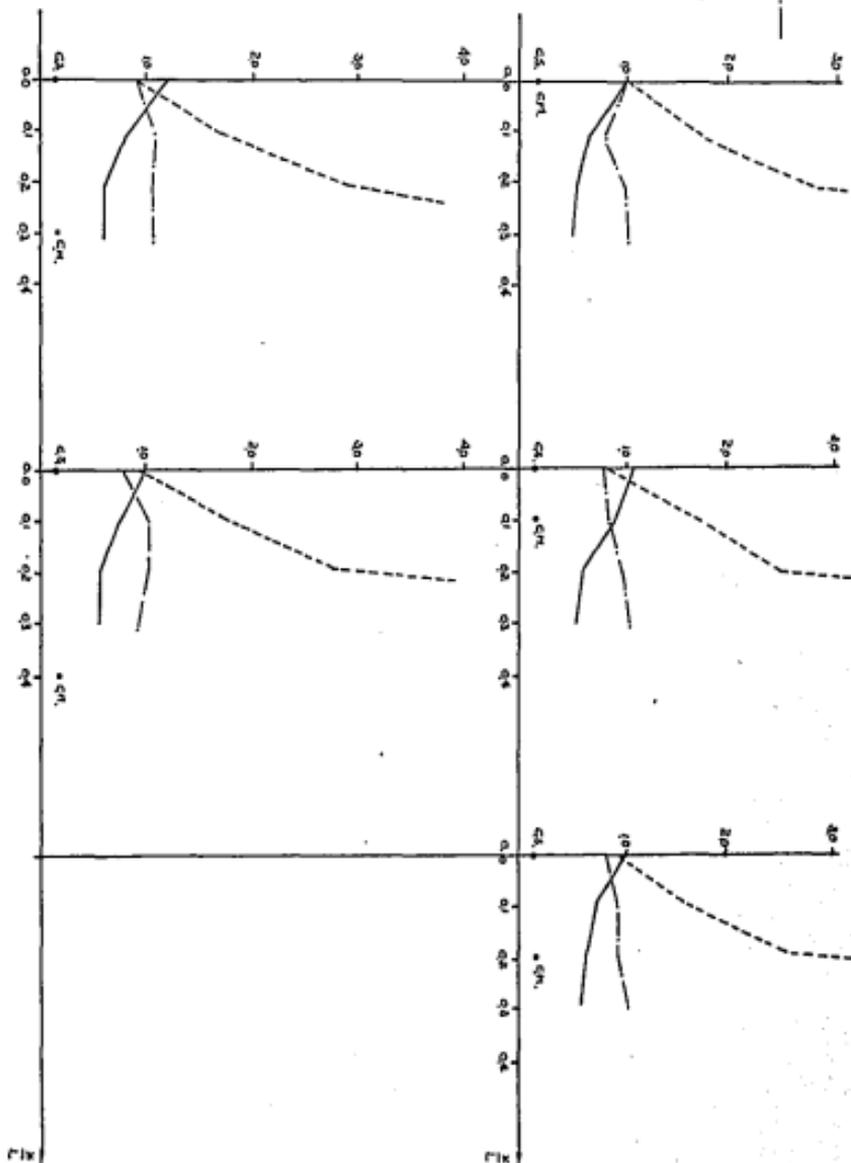
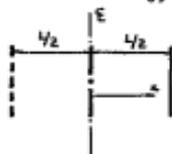
CUADRO 9

DVC/DVC.3M. - 507-EW-7-10-89 - Q = 40

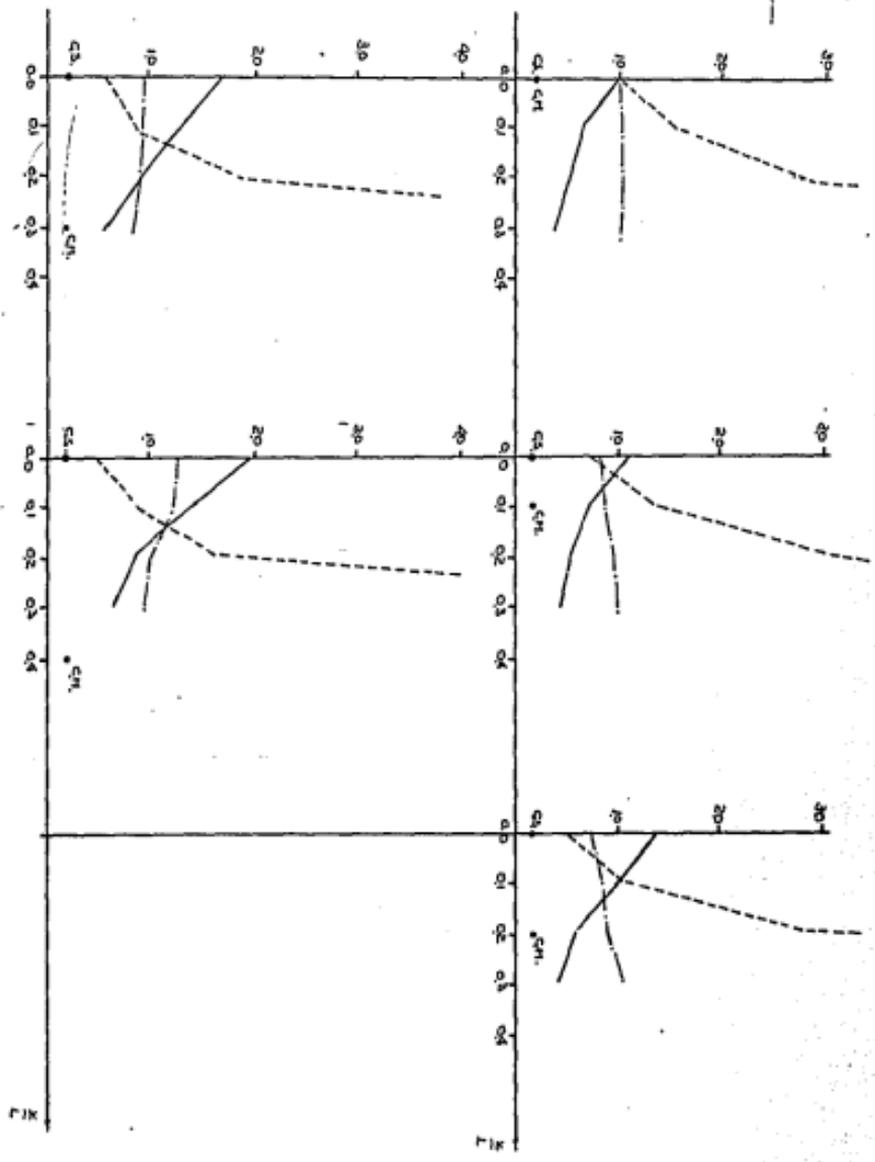
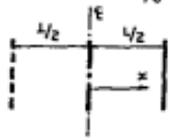


CUADRO 10

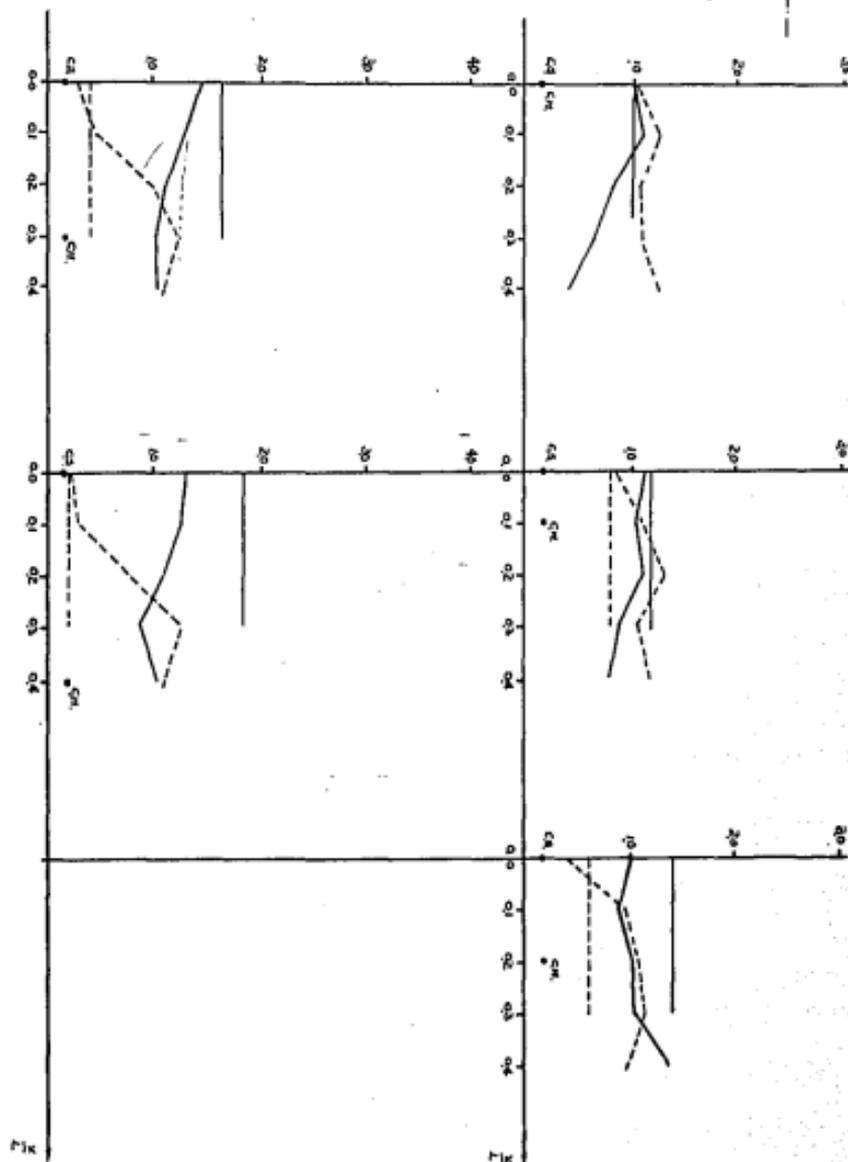
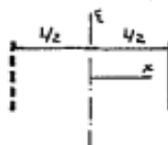
DUC./DUC SIM. - CU-ZW - T. 10 SES. - Q=40



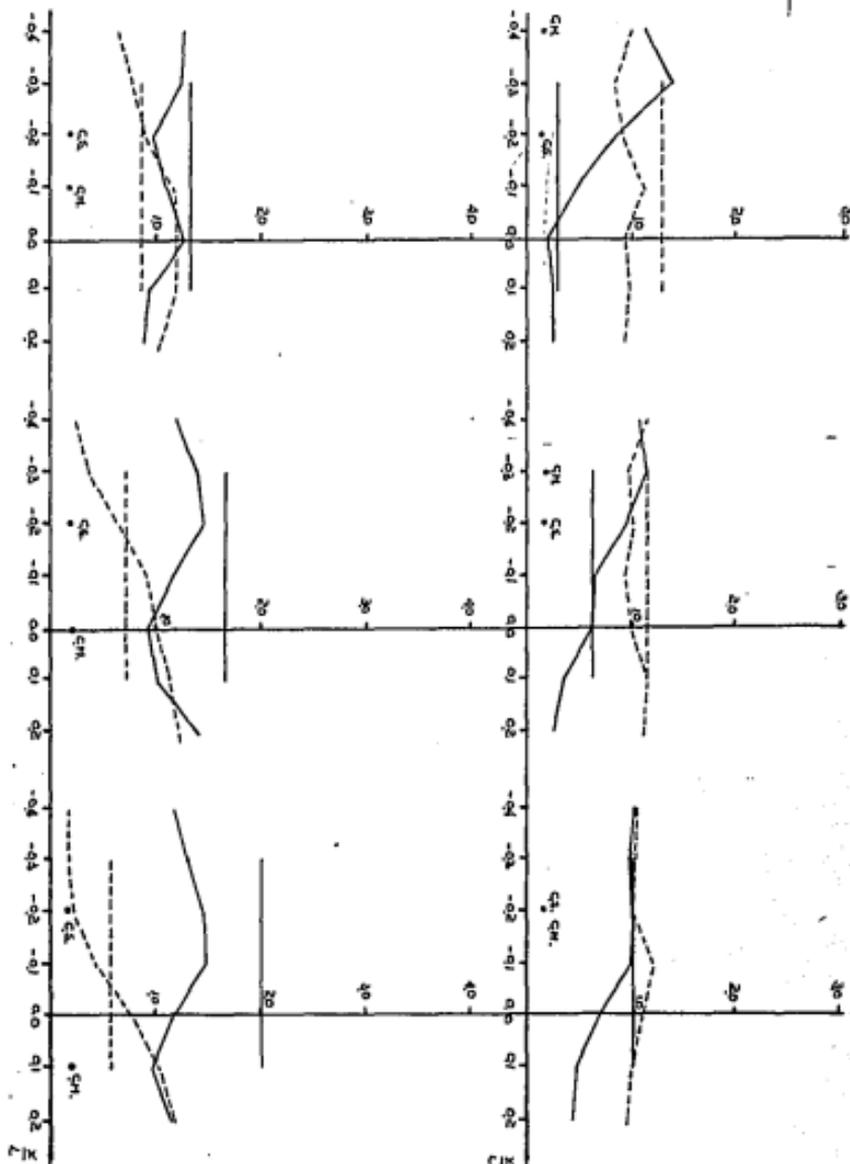
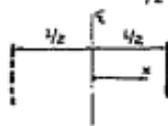
CUADRO 11
DUC./DUC.SIM. - SCT-EW - T-10 689. - Q = 20



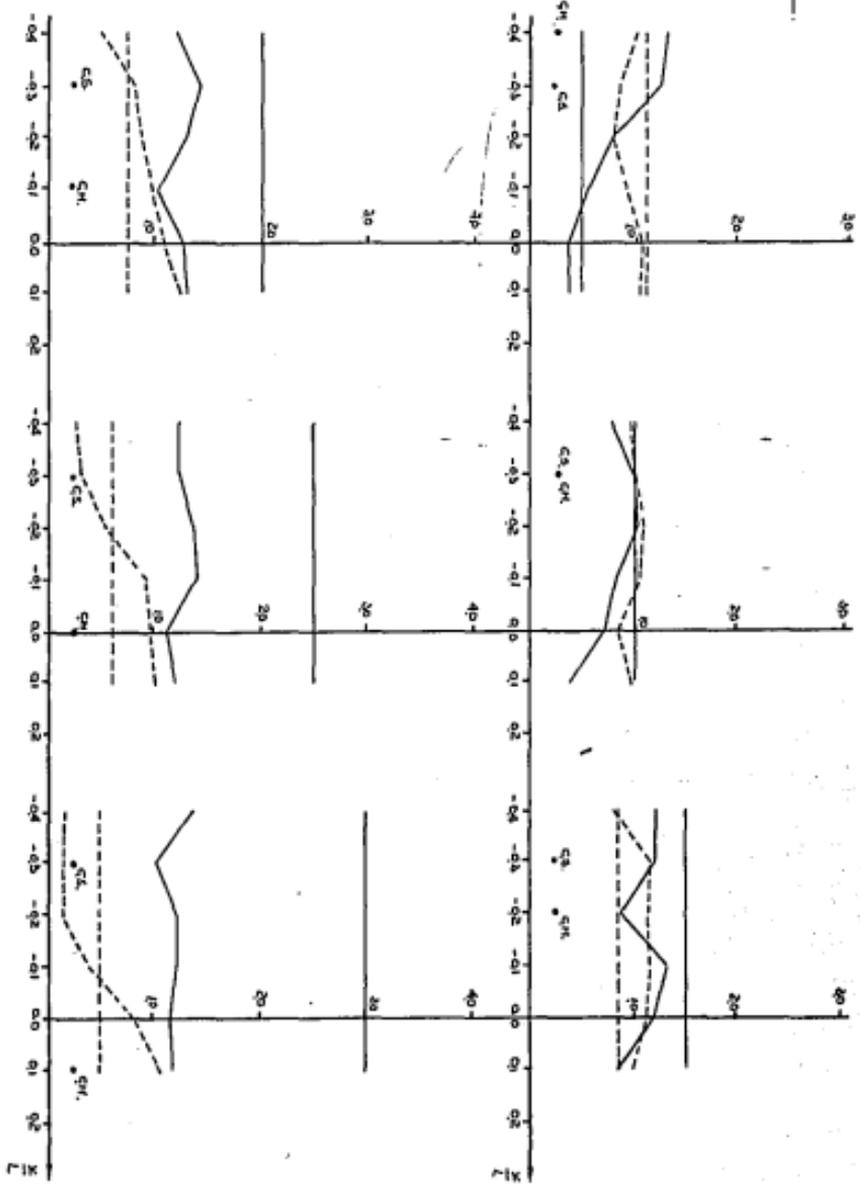
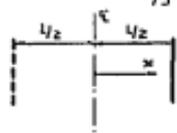
CUADRO 12
 DES./DES. SIM. - SCT. RW - T. 10 6E9 - Q. 4.0



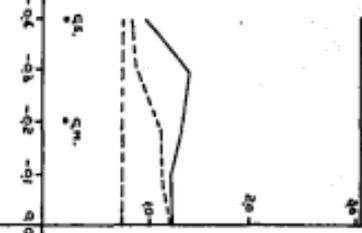
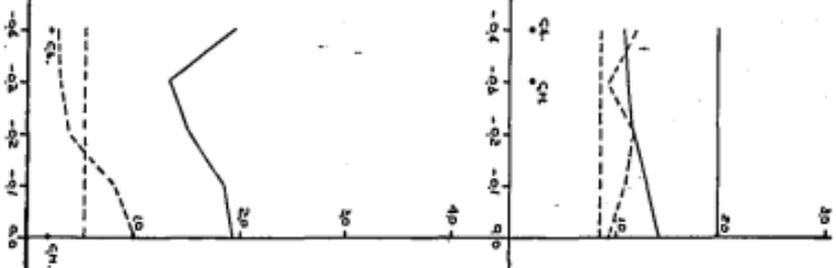
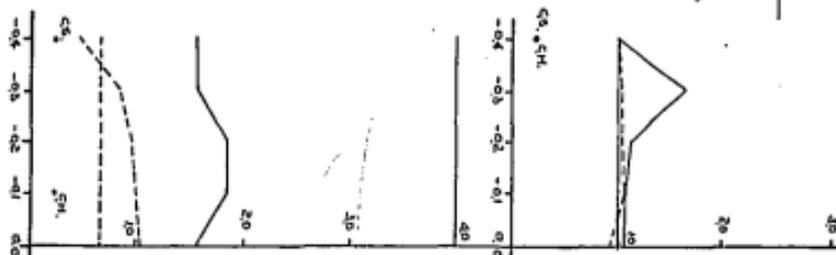
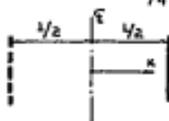
CURDRO 13
 DEG/DEG.SIM. - SCT-EW - T: 10 SWG. - Q: 4.0



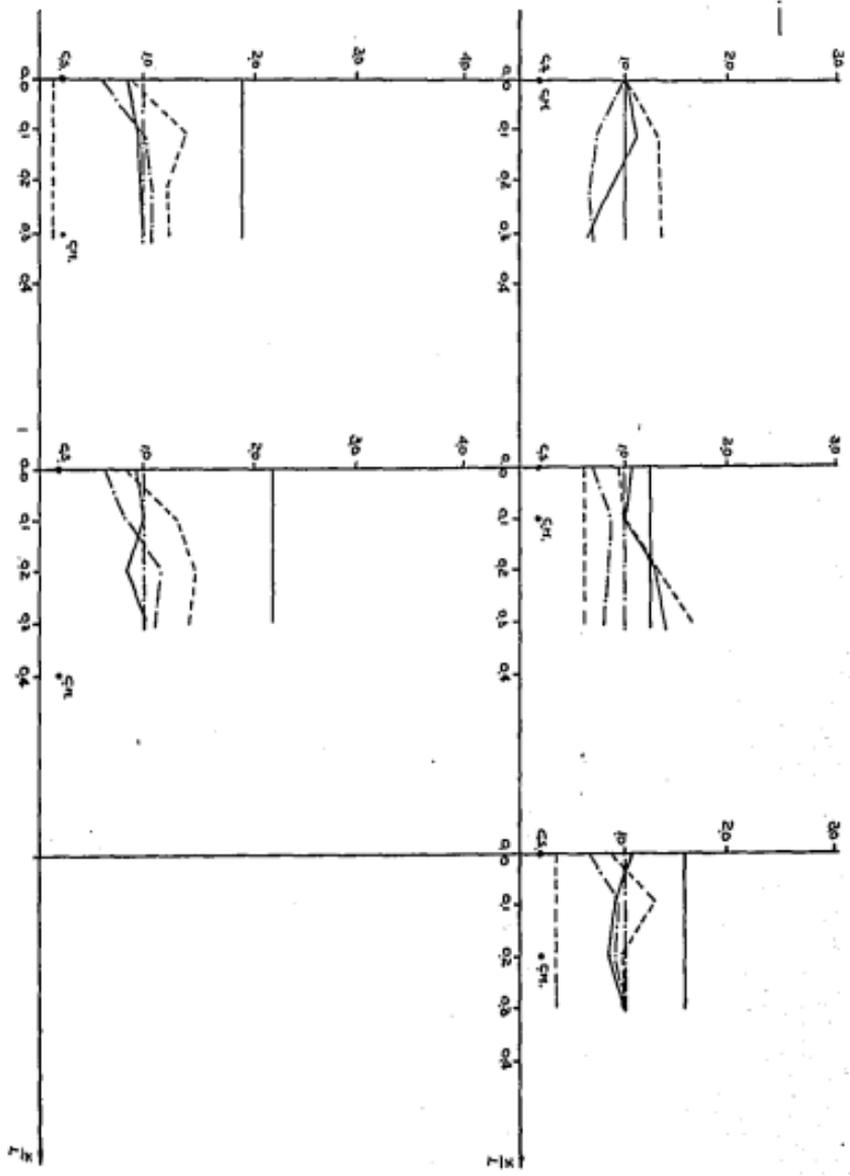
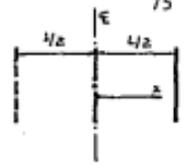
CUNDR0 14
 DFE/DFE 61H. - GCP-RW- T=10 626 - Q=40



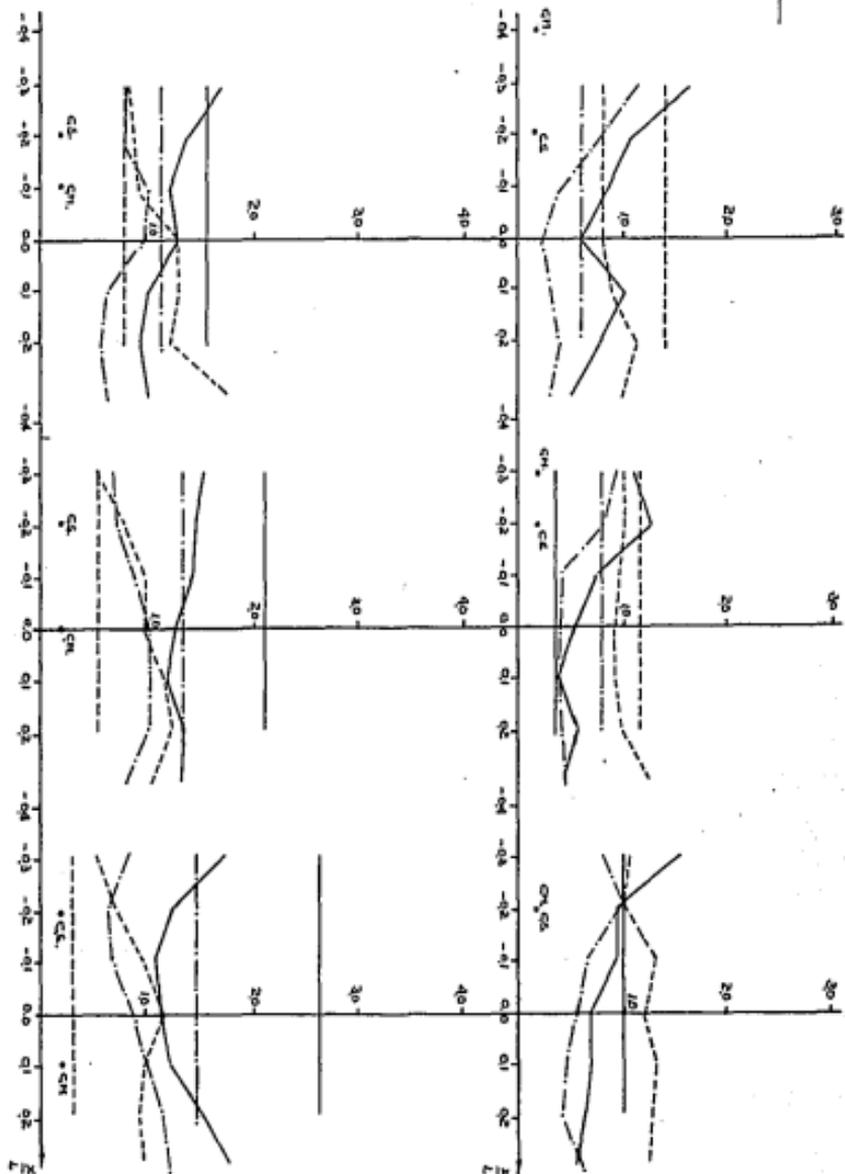
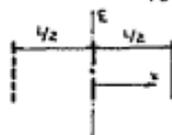
CURRO 15
 DEG/DEG.SIM. - SCP-ZW - T: 10 DEG. Q = 4.0



CUADRO 16
DES./DES. SIM. - SCT-EW - T= 10 seg. - Q=4.0

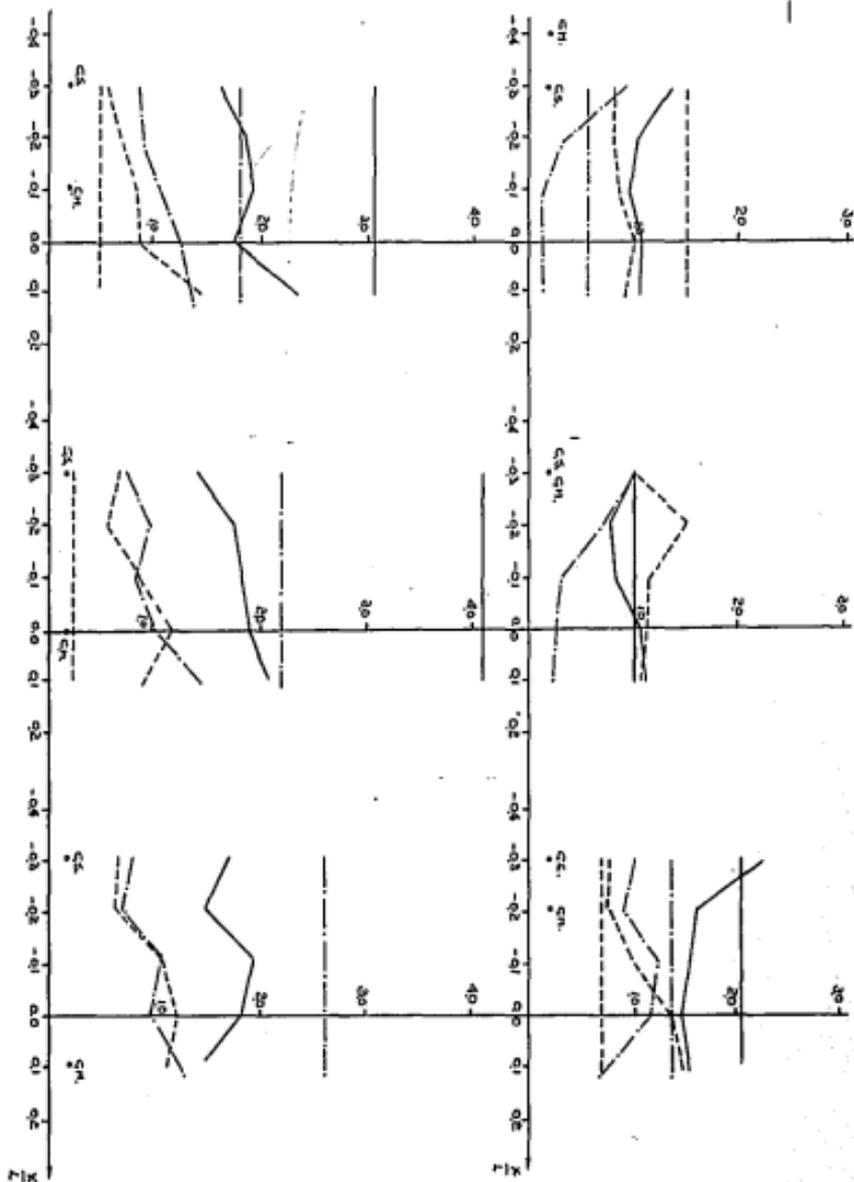
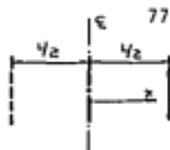


CURVED 17
 DES./DES. SIRT - SCT-EW - T. 10 SIF. - Q. 40'



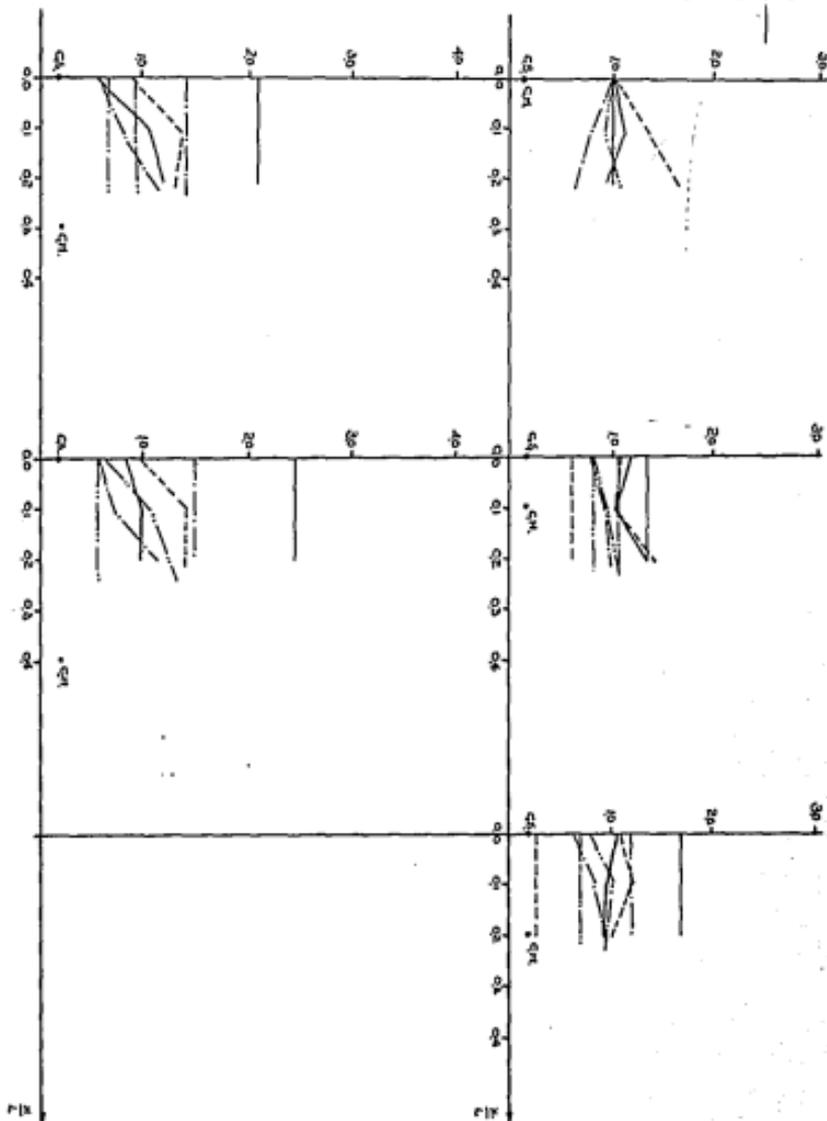
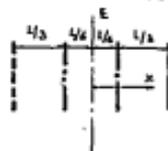
CUMPRO 18

DEG./DES. SIM. - SCT-EW - T. 10 SEG. - Q. 40



CUADRO 19

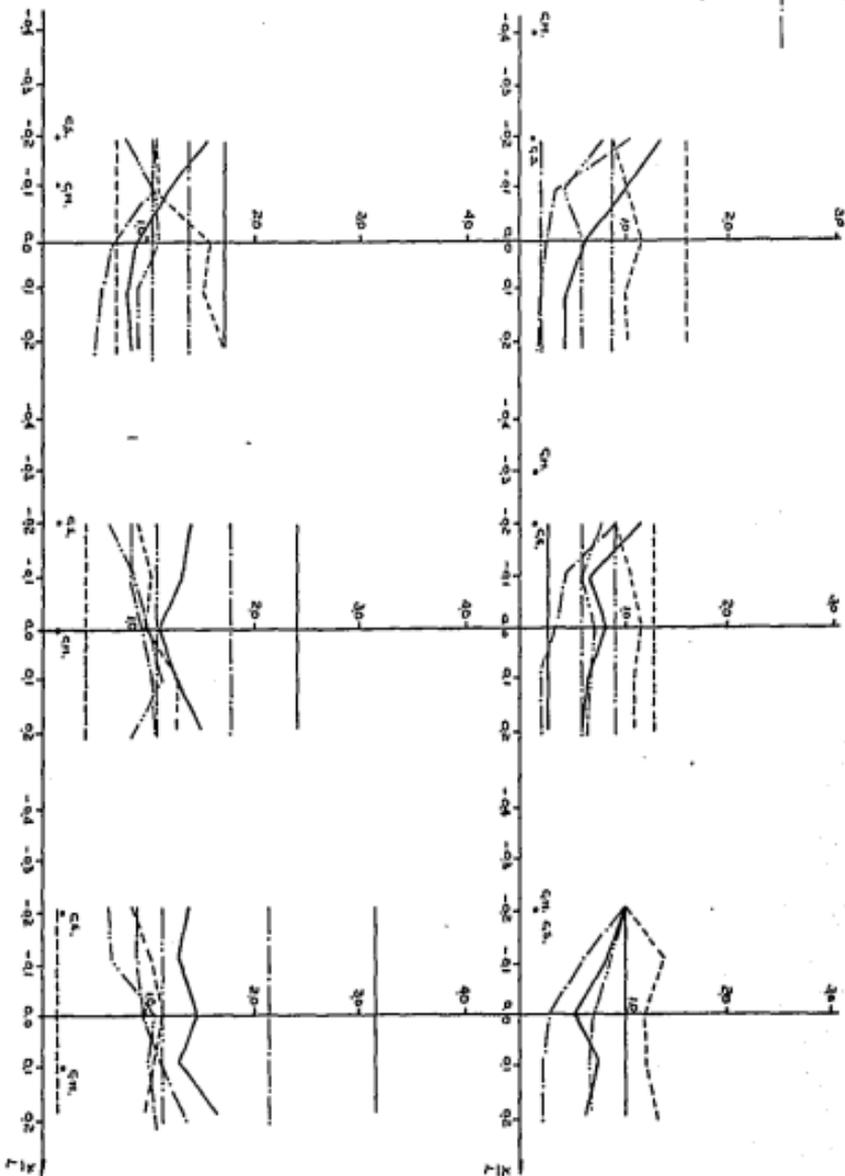
DES/DEG CRT - SCT-KW - T=10 DEG - Q=40



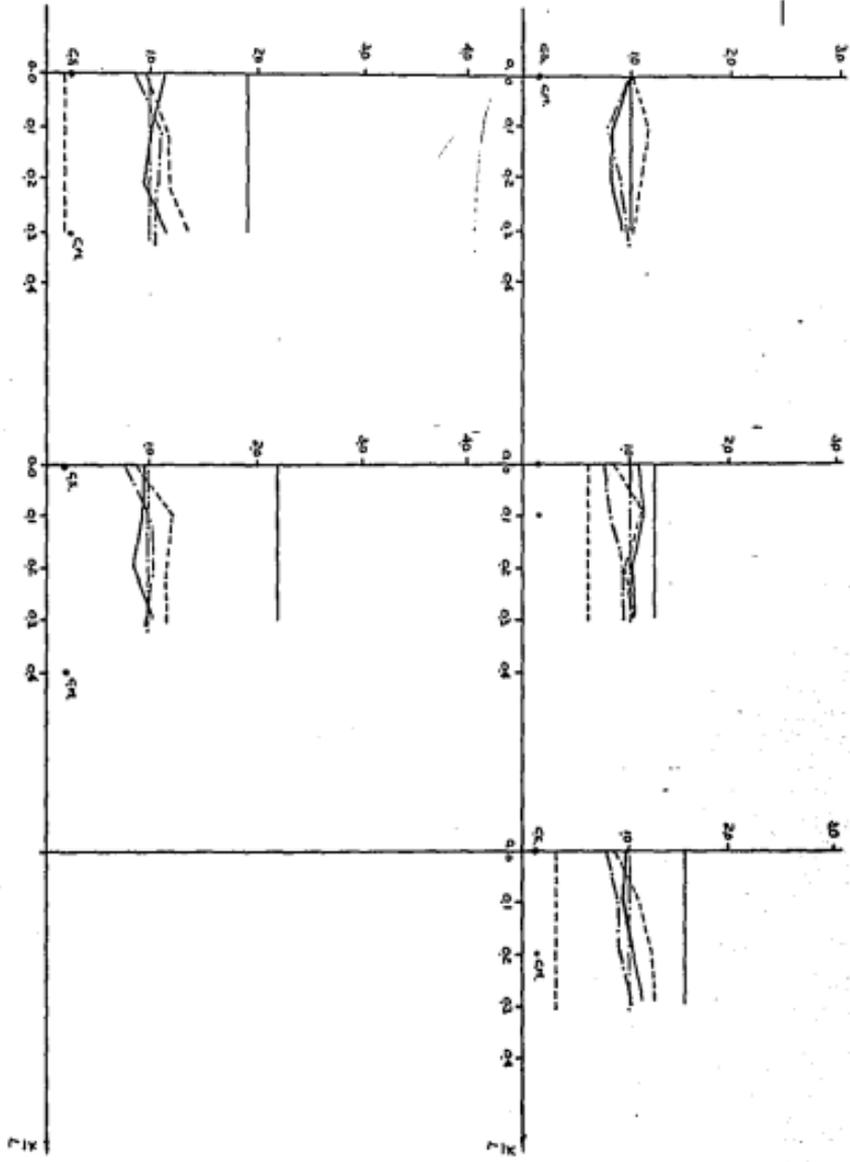
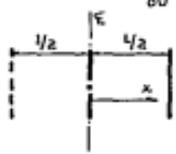
CUADRO 20

DRE/DFS 614. - SCT-EW - T=10 SEG. - Q=40

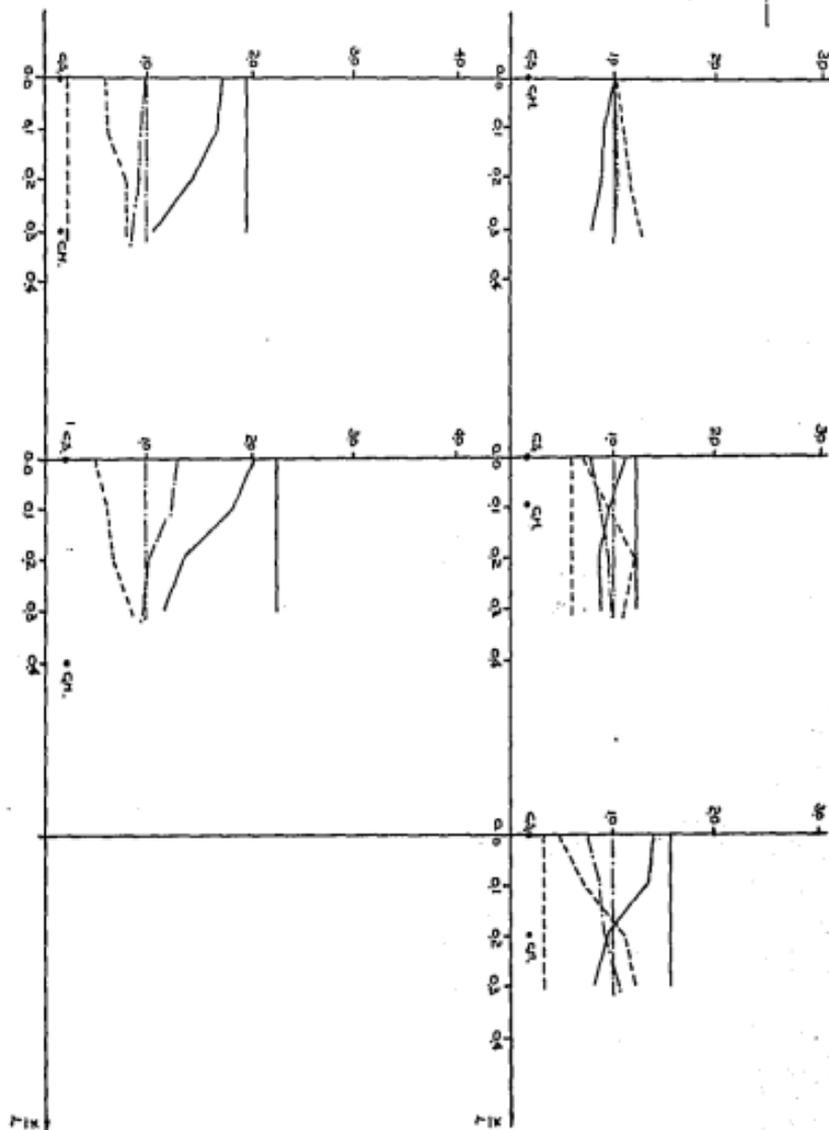
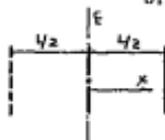
79
COSTAS Y CA
SALUD DE LA
BIBLIOTECA



CUADRO 21
DES/DES.SIM. - CU-EW - T. 10 SEG. - G. 40



CUADRO 22
DES / DES SIM - SCT - EW - T. 10 559 - Q. 20



3.6. ANALISIS DE RESULTADOS

3.6.1. DEMANDA DE DUCTILIDAD

En todos los casos analizados se ve claramente una tendencia a uniformizar la ductilidad demandada cuando la distribución de resistencias es semejante a la de rigideces, o lo que es lo mismo, cuando las resistencias suministradas son proporcionales a las rigideces. Esta tendencia se ve modificada cuando se tienen excentricidades altas ($\bar{e}x=0.4$). En estos casos la ubicación del centro de resistencia que uniformiza la ductilidad demandada se encuentra ligeramente desplazada del centro de rigidez hacia el centro de masa. No obstante, se observa que en estos casos los incrementos de ductilidad demandada, en el marco con menor rigidez y resistencia, llegan a ser 2.5 veces la requerida por la estructura simétrica asociada, y en el 90% de los casos no excede de 1.5 veces.

De los resultados anteriores se deduce que la distribución de la masa, o la posición del centro de masa del sistema, no influye significativamente en la distribución de resistencias que hace que la ductilidad demandada se distribuya de manera uniforme entre los diferentes elementos resistentes.

La sensibilidad de la demanda de ductilidad al cambio de posición del centro de resistencia es bastante alta, incrementándose la respuesta en algunos casos hasta en un 500% para un desplazamiento de $L/10$ del centro de resistencia. Estos resultados ponen de manifiesto que el comportamiento de la estructura depende en gran medida de la correcta distribución de resistencias, que a su vez depende de que tan acertada sea la evaluación de las rigideces de los diferentes elementos.

Es claro que el comportamiento que se está señalando no es producto de características particulares de la señal utilizada, pues respuestas similares se observan al utilizar excitaciones de características diferentes (ver cuadro 10).

Al usar un factor de ductilidad, Q , de la mitad del utilizado inicialmente, se esta controlando el grado de incursion al intervalo inelastico, logrando que la estructura tenga un comportamiento mas cercano al de un sistema elastico. Consecuencia de este comportamiento es el hecho de que la posicion del centro de resistencia que uniformiza las demandas de ductilidad tiende a estar cercano al centro de masa, reflejandose un comportamiento muy similar al elastico (ver cuadro 11).

3.6.2. DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS

En los cuadros de resultados de desplazamientos máximos se observa que la sensibilidad de esta respuesta al movimiento del centro de resistencia es menor que en el caso en que el parametro de respuesta sea la demanda de ductilidad. Este hecho es explicable si pensamos que la ductilidad, para un mismo nivel de rigidez, es funcion de la relacion entre el desplazamiento máximo y la resistencia suministrada, lo que indica que en el cálculo de la respuesta se incluye directamente el valor del parametro cuya influencia se esta estudiando. Reflejo claro de lo anterior es el incremento de la sensibilidad de la demanda de ductilidad en los muros extremos cuando se tienen mas de dos elementos resistentes. Debido a la suposicion de una distribucion lineal de resistencias, para un mismo nivel de excentricidad, la variacion en la resistencia de los marcos extremos es mayor a medida que aumenta el numero de muros uniformemente distribuidos en la planta.

Lo anterior no significa de ninguna manera que la respuesta este siendo forzada, pues la forma de respuesta de la ductilidad requerida esta fuertemente influida por la forma particular de respuesta de los desplazamientos máximos.

Una tendencia notable es el hecho de que los desplazamientos máximos en todos los casos son alcanzados por los marcos extremos, y en la mayoría de los casos este desplazamiento máximo se mantiene sin modificación apreciable durante todo el intervalo de variación de las posiciones del centro de resistencia y del centro de masa.

En la determinación de la distribución de desplazamientos entre

los diferentes marcos influyen dos factores importantes: el primero de ellos responde a un comportamiento estatico bajo una carga aplicada en el centro de masa, y el segundo es funcion de la distribucion de resistencias. Asi, es posible que bajo calculos estaticos, como los sugeridos en los codigos, se encuentre que el marco que alcanza el desplazamiento maximo es el izquierdo, pero dependiendo de la distribucion de resistencias es posible que la respuesta real indique todo lo contrario.

Particularmente notable es el hecho de que cuando el centro de resistencia esta cercano al centro de masa, los desplazamientos de todos los elementos tienden a igualarse. Fisicamente esto es explicable si pensamos que con una distribucion de resistencias con centro en el centro de masa, se estan asignando resistencias proporcionalmente a la distribucion de desplazamientos del sistema estatico. Si los desplazamientos totales son iguales, y ademas consideramos, por simplicidad, el caso en el que todos los elementos tienen igual rigidez, la demanda de ductilidad depende unicamente y de manera inversa de la resistencia.

Si los desplazamientos maximos permanecen sin variacion apreciable durante el movimiento de los centros de resistencia y masa, es claro que para mantener iguales las demandas de ductilidad de los diferentes marcos es necesario mantener constante la relacion rigidez resistencia en todos los elementos. Este resultado es precisamente el que muestran las graficas de demanda de ductilidad.

Para una distribucion de resistencias proporcional a la de rigideces, los resultados de desplazamientos maximos reales comparados con los que resultan de un analisis estatico para carga aplicada en el centro de masa revelan una muy buena aproximacion solo cuando se tienen dos muros, y cuando ambos criterios, comportamiento estatico y distribucion de resistencias, sealan las mismas tendencias en los desplazamientos. Cuando la distribucion de rigideces se aleja de la uniforme, y se tienen mas de dos muros, el comportamiento es bastante erratico.

De todos los casos analizados, solo cuando se tienen excentricidades muy altas ($E_p/L > 0.3$), el valor del desplazamiento maximo llega a ser 2.25 veces el de la estructura simetrica asociada, y para todos los demas casos nunca sobrepasa de 1.5 veces. Resulta

tado de lo anterior es que una estimación del desplazamiento máximo basado en un análisis estático es demasiado conservadora en la mayoría de los casos. También es cierto que para la mayoría de los casos la estimación de los desplazamientos mínimos es insuficiente, si se usa un análisis estático con carga aplicada en el centro de masa. Una buena recomendación sería utilizar un desplazamiento mínimo igual al de la estructura simétrica asociada, para aquellos marcos que según un análisis estático presentan desplazamientos menores.

3.7. PROYECTO DE REGLAMENTO PARA EL DISTRITO FEDERAL

Basados en los resultados de los estudios anteriores se propuso por parte del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción, una nueva reglamentación que rigiera el diseño de estructuras asimétricas.

La intención de este inciso es, aparte de dar a conocer la norma y comentarla, verificar su validez haciendo uso del modelo de tres muros. A continuación se transcribe la propuesta de Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (Ref. 15).

"La excentricidad torsional de rigideces calculada en cada entrepiso, E_e , se tomara como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Se entendera por excentricidad de resistencias al corte, E_r , la distancia entre el centroide de las resistencias de todos los elementos resistentes ante fuerza cortante en el entrepiso que se considera y la fuerza cortante en ese nivel. En estructuras para las que el factor de comportamiento sísmico, Q , que se especifica en el artículo 5, sea igual a 3, se suministrarán resistencias tales que el centroide de las resistencias se halle del mismo lado de la fuerza cortante que el centro de torsión y E_r no sea menor que $E_e - 0.2b$, y si Q excede de 3, resistencias tales que el centroide de las resistencias se halle del mismo lado de la fuerza cortante que el centro de torsión y E_r no sea menor que $E_e - 0.1b$, en que b es la dimensión de la planta que se considera medida en la dirección de E_r y E_e . Para fines de diseño, el momento torsionante se tomara por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes: $1.5E_e + 0.1b$ o $E_e - 0.1b$. Además, la excentricidad de diseño en cada

sentido no se tomara menor que la mitad del maximo valor de E_s calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomara el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del maximo calculado para los entrepisos que esten arriba del considerado."

En esta reglamentacion se hace una clara diferenciacion entre los tres puntos notables: centro de rigidez, centro de resistencia, y centro de masa. Ademas, se presenta la distribucion de resistencias independiente de la de rigideces, y como factor determinante de la respuesta, funcion del grado de incursion de la estructura al intervalo inelastico. Aunque de manera timida, esta forma de presentacion señala los principales parámetros que gobiernan la respuesta inelastica de las estructuras.

El esquema anterior de distribucion de resistencias, semejante al de cortantes maximas elasticas soportadas por los elementos, se mantiene para factores de comportamiento sismico Q menores de 3. Para factores mayores se especifica un aumento de resistencia sobre la anterior, de manera que el centro de resistencias no este separado del centro de rigidez mas de 0.2b para Q de 3, y de 0.1b para Q mayores de 3. Estos requisitos intentan, sin olvidar la distribucion elastica de resistencias, plasmar los resultados del estudio presentado, a costa de incrementos de resistencia exagerados.

Para visualizar mas claramente este hecho, se presenta en la tabla 1 la distribucion de resistencias que resulta de aplicar el proyecto de reglamento al modelo de tres muros con igual rigidez. Se variara sistemáticamente la posicion del centro de resistencias cada 0.1L desde $E_r = 0$ hasta $E_r = E_s$, para valores de E_s variando desde 0.1L hasta 0.4L. Para hacer mas clara la distribucion de resistencias, se supone que la cortante basal aplicada tiene un valor de 3, resultando que para el sistema simétrico asociado, la cortante absorbida por cada muro tiene un valor de 1. Debido a que el centro de torsion coincide con la posicion del muro central, la resistencia de este permanecerá siempre constante e igual a 1, y la variacion del centro de resistencias se hara modificando unicamente la resistencia de los muros extremos (R_1 y R_3), aumentando siempre la resistencia sobre la especificada por el reglamento.

En la tabla 1 se observa que para el caso de excentricidades altas ($E_e/L = 0.4$), la resistencia total suministrada a la estructura, es el doble de la requerida para la estructura simétrica asociada.

Para verificar las distribuciones de resistencias propuestas por la norma, se analizarán los casos presentados en la tabla 1 usando también las señales utilizadas en el estudio ya presentado (SCT EW y CU EW). Con cada una de las excitaciones se estudiarán estructuras con diferentes periodos traslacionales de vibración: 0.5, 1.0 y 1.5 Seg.. La respuesta graficada en este caso es la máxima demanda de ductilidad, relativa a la que se presenta en la estructura simétrica asociada.

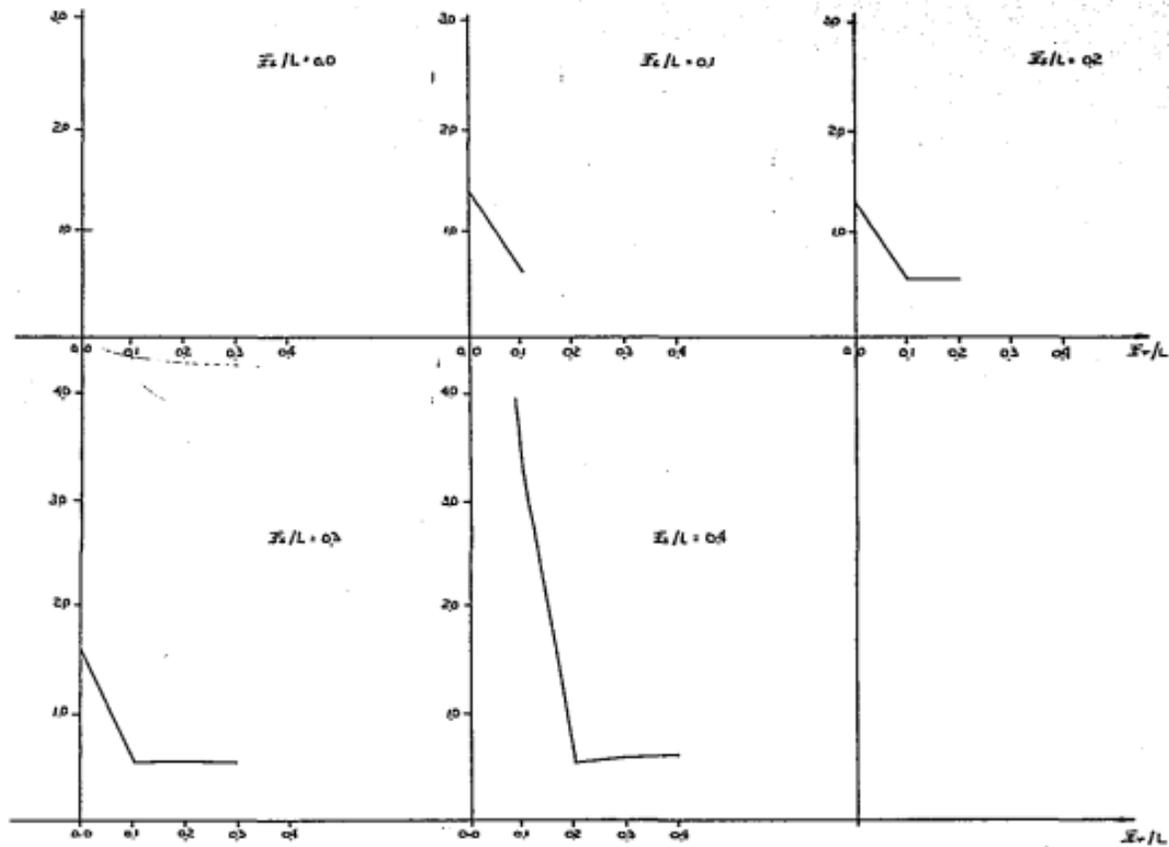
Los resultados se presentan de la siguiente manera: sobre el eje de las abscisas se muestra el valor de la excentricidad en resistencias tal como la define la norma. Sobre las ordenadas se muestra la demanda de ductilidad máxima relativa. Cada gráfica representa un barrido cada 0.1L de la excentricidad en resistencias, desde 0.0 hasta un valor igual a la excentricidad estática E_e , que caracteriza cada gráfica. Cada cinco gráficas correspondientes a valores de la excentricidad estática E_e de 0.0 hasta 0.4L cada 0.1L, forman un cuadro de resultados asociado con una señal y periodo de vibración traslacional inicial determinados, que se indican en la parte superior de cada cuadro. Igual que en el estudio ya presentado, en todos los casos se considero una relación de frecuencias lateral-torsional desacopladas, ω_e , igual a 1. La resistencia suministrada a la estructura se calculo de acuerdo a las Normas de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Ref. -8), usando un factor de reducción por ductilidad, Q , de 4.

De las gráficas se observa que la norma tiende a reducir notablemente la ductilidad demandada, debido principalmente a los exagerados incrementos de resistencia.

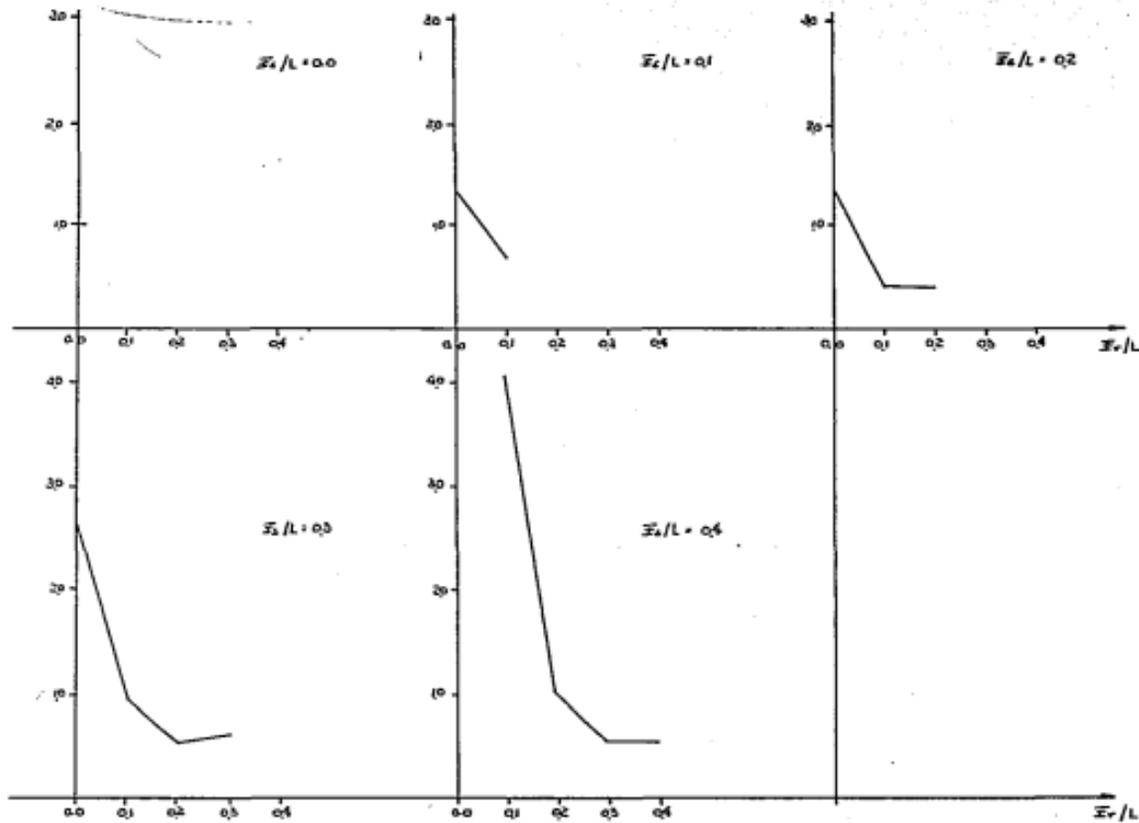
\bar{X}_i/L	\bar{X}_i/L	R1	R3	R(tot)
0.0	0.0	1.30	1.30	3.60
0.1	0.0	1.17	1.75	3.92
	0.1	1.75	1.75	4.50
0.2	0.0	0.94	2.20	4.14
	0.1	1.47	2.20	4.67
	0.2	2.20	2.20	5.40
0.3	0.0	0.66	2.65	4.31
	0.1	1.14	2.65	4.79
	0.2	1.77	2.65	5.42
	0.3	2.65	2.65	6.30
0.4	0.0	0.34	3.10	4.44
	0.1	0.78	3.10	4.88
	0.2	1.33	3.10	5.43
	0.3	2.07	3.10	6.17
	0.4	3.10	3.10	7.20

TABLA 1.- Distribucion de resistencias sugeridas por el Proyecto de Reglamento para el Distrito Federal

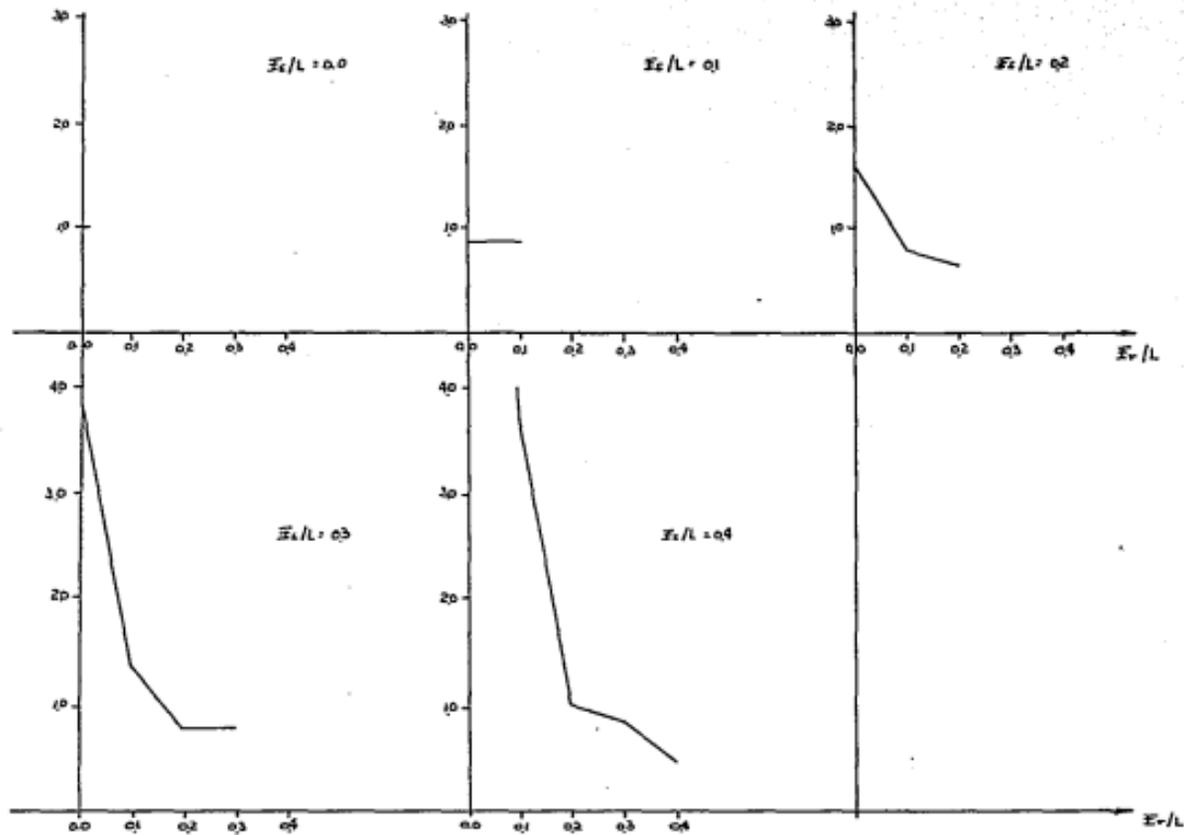
GUARDO 23
 DUC./DUC. 51/1. - SCT. ENV. - $T = 0.5$ SE% - $Q = 4P$



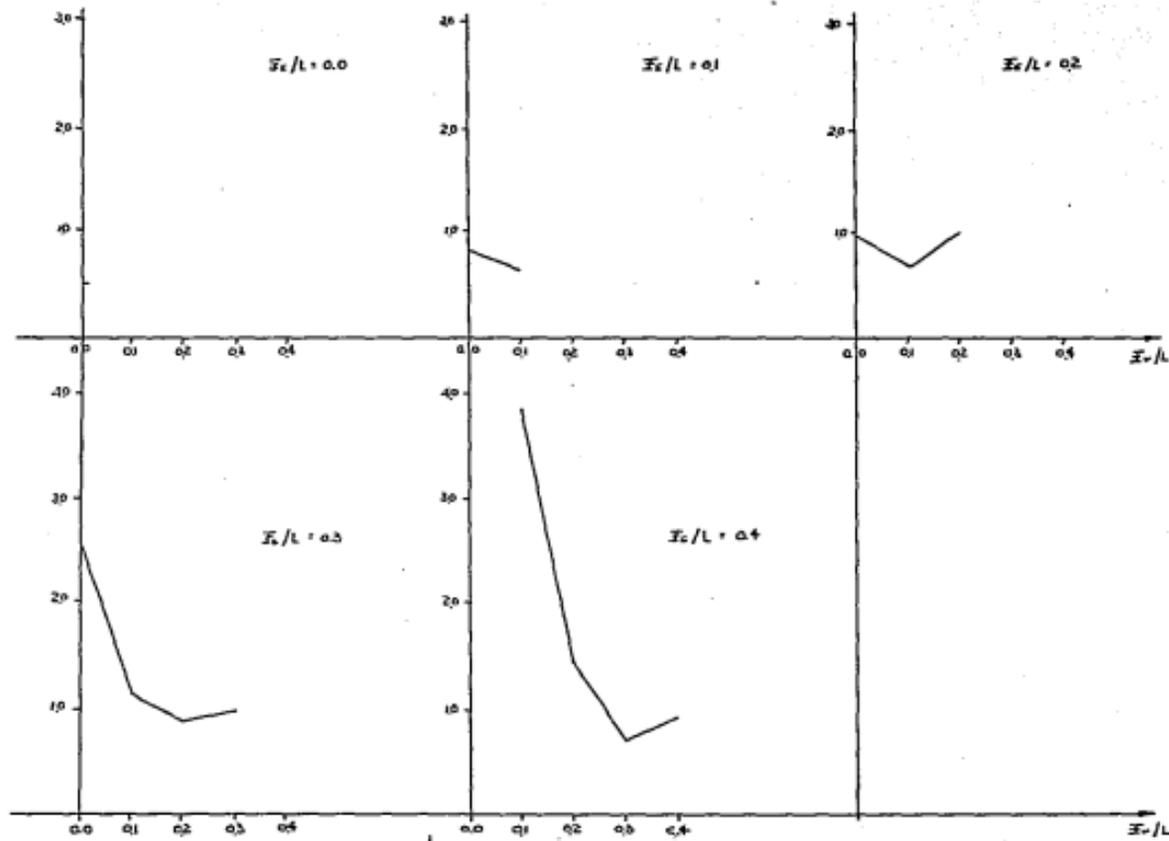
CURVED 24
 DVC./DVC. SIM - SGT. EW. - T. 10 SEQ. - $Q = 4.0$



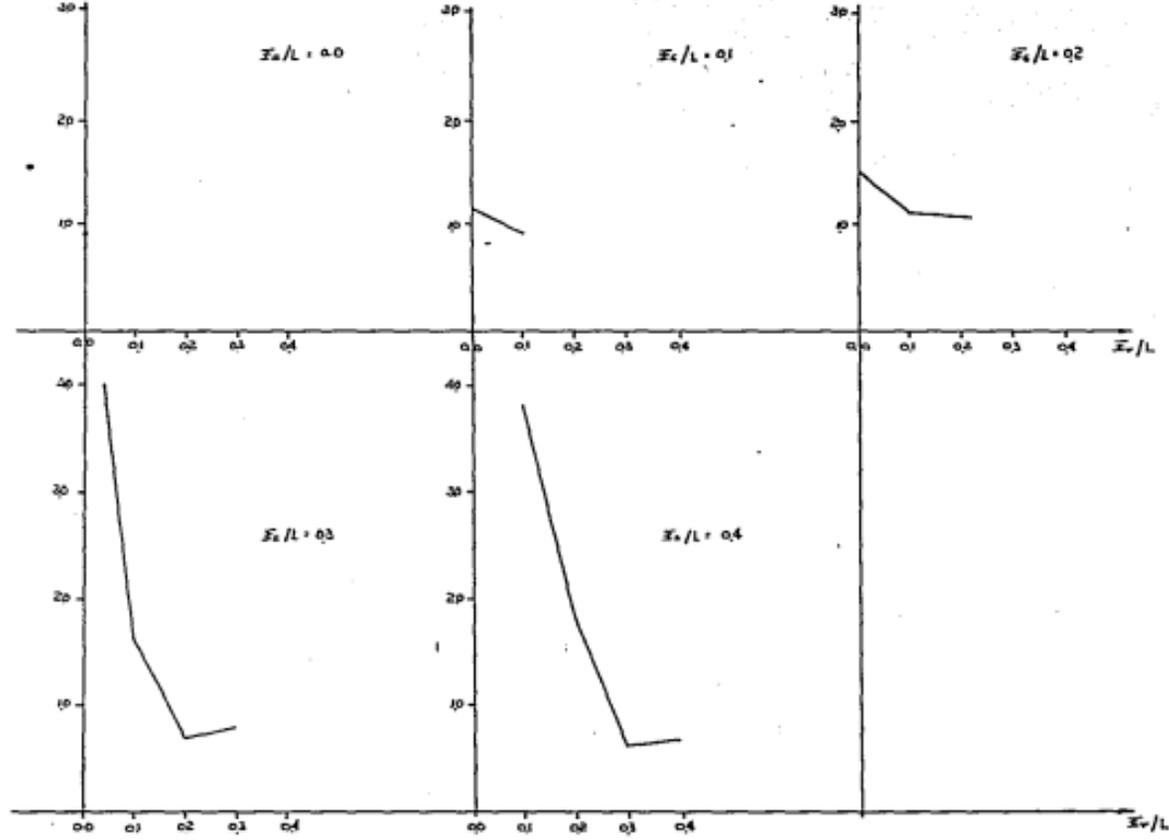
CUMBED 25
 DUC/DUC. SIM. - T = 1.5 SEC. - $\sigma = 4.0$



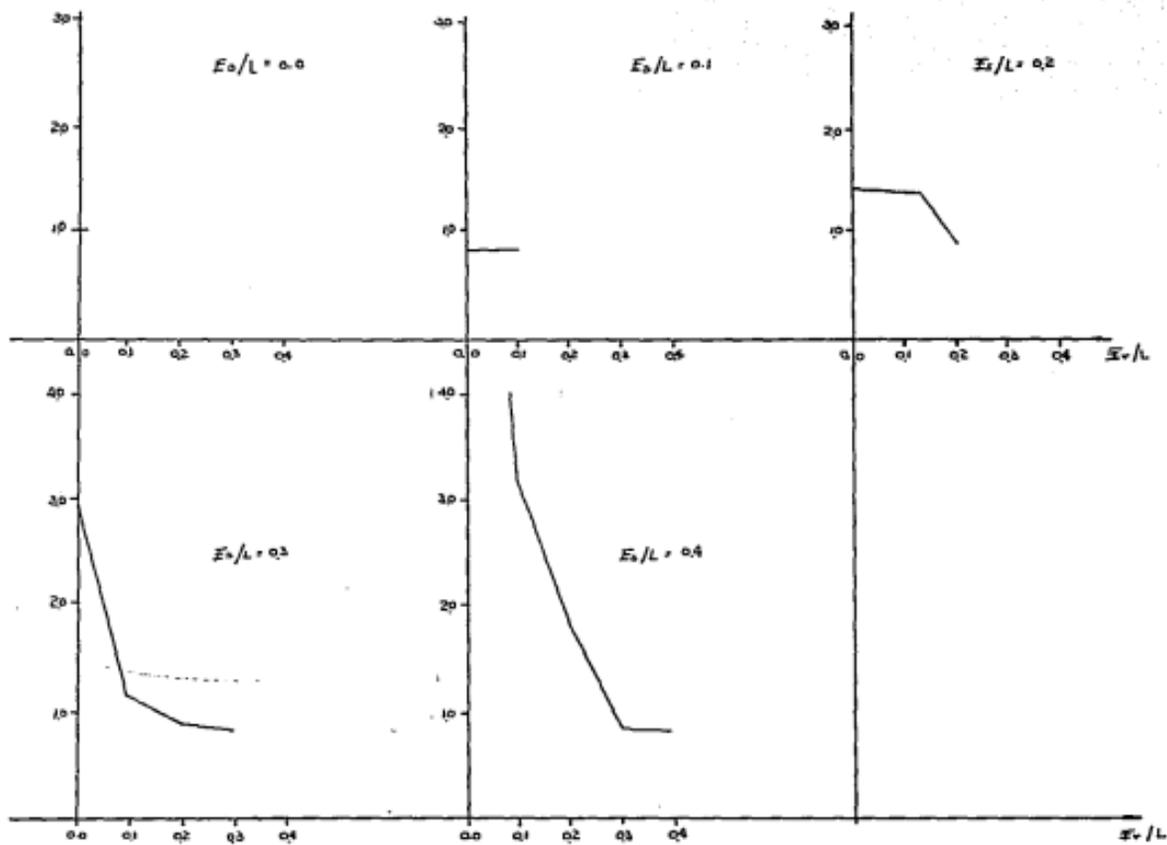
GUARDED 26
 $\frac{D_{UC}}{D_{WC}} \text{ S.F.} = C.U.E.W. \cdot T = 0.5 \text{ S.F.} - Q = 40$



CUMBER 27
 DUC/DUC.SIN - CU-EW - T = 10 DEG - Qr 40



CURBO 28
 DUC / DUC SIN - CU · EW - T · LSESE - Q · 40



4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Segun la filosofia actual de diseo sismico, se permite que las estructuras ingresen al intervalo inelastico cuando son sometidas a sismos de intensidades moderadas y altas. Esta filosofia se hace palpable en el uso de factores de reduccion en el calculo de las fuerzas sismicas de diseo.

Inconsistentemente los codigos no proponen distribuciones de resistencia acordes con el comportamiento inelastico de las estructuras, sino que por el contrario, proponen expresiones aproximadas para el calculo de elementos mecanicos producto de analisis elasticos lineales. De los resultados obtenidos en este estudio se observa que cuando la estructura ingresa considerablemente dentro del intervalo inelastico, la distribucion mas recomendable de las resistencias esta lejos de la que resulta de interpretar la distribucion de elementos mecanicos, producto de analisis elasticos lineales, propuesta por los actuales codigos de diseo sismico, como la distribucion de resistencias. Ademas de que el diseo no se hace de la forma mas recomendable, los codigos actuales contribuyen a opacar los fundamentos del diseo bajo comportamiento inelastico, desviando la atencion del diseador hacia aspectos de menor importancia y descuidando los que realmente controlan la respuesta. Es recomendable, entonces, que los codigos dediquen mas atencion a la explicacion de los fundamentos del comportamiento real de las estructuras, y que se comience a proponer diseos conceptuales soportados por investigaciones basadas en modelos mas realistas.

Pensando ahora en el problema especifico que nos ocupa, los resultados del presente estudio muestran que la distribucion mas adecuada de las resistencias en planta es aquella que coincide con la distribucion de rigideces, sin importar la posicion del centro de masa, o distribucion de la masa en la planta. Este resultado, aparte de modificar los criterios actuales de diseo, pone de manifiesto el hecho de que bajo comportamiento inelastico

el cambio de posición del centro de masa no es la manera adecuada de tener en cuenta posibles incertidumbres en la evaluación de las propiedades estructurales, o el efecto de torsiones producto del movimiento de la fundación. Para estudiar este efecto es necesario someter a la estructura a la sollicitación real y obtener su respuesta. Una investigación orientada a estudiar este efecto sería recomendable como una de las partes complementarias al presente estudio.

Mientras las incertidumbres en la distribución de la masa al parecer no tienen influencia significativa en la respuesta, las incertidumbres en la evaluación de las rigideces y las resistencias tienen una decisiva influencia en la demanda de ductilidad para los diferentes elementos. Debido a que la sensibilidad de la respuesta a estos parámetros es bastante alta, se recomienda como trabajo complementario al presente estudio realizar un estudio estadístico con base en distribuciones de probabilidad de rigideces y resistencias, para determinar las posibles demandas de ductilidad y desplazamientos máximos alcanzados por los diferentes elementos del sistema asimétrico, en relación a los que resultan para el sistema simétrico asociado.

Es importante enfatizar las limitaciones de este estudio, asociadas casi todas ellas a las características particulares del modelo. Para hacer más general el trabajo, y poder ampliar su aplicación, es necesario estudiar otros modelos con características distintas. Entre las diferentes posibilidades cabe mencionar las siguientes:

El efecto de excentricidades en edificios de varios niveles, tanto bajo comportamiento elástico lineal como inelástico. Aunque ya se han hecho algunos estudios considerando comportamiento elástico lineal, es necesario hacer estudios más detallados que aclaren completamente el comportamiento en este intervalo, para poder plantear modelos y estudios paramétricos considerando comportamiento inelástico.

El efecto de la asimetría en las demandas de ductilidad locales, cuando lo que se tiene como elementos resistentes no son muros perfectos de cortante, sino marcos formados por vigas y columnas. Este tipo de elementos resistentes, dependiendo del diseño (distribución de rigideces y resistencias), presentan curvas carac-

terísticas carga-desplazamiento de variación suave, formadas por tantos puntos de quiebre como articulaciones plásticas sean necesarias para la formación de un mecanismo.

Aunque ya se hizo un estudio considerando elementos resistentes con curvas características carga-desplazamiento con degradación de rigideces y resistencias (Ref. 18), se piensa que es un campo que requiere de mucha investigación todavía para determinar con precisión cual es la verdadera influencia de este parámetro en la respuesta.

Aparte de estudios con otros modelos, se piensa que es de suma importancia estudiar detalladamente la respuesta en el tiempo de los diferentes marcos para deducir patrones de comportamiento con base en la respuesta total, y no de envolventes, que en el caso de respuesta inelástica, no determinan completamente la respuesta.

5. BIBLIOGRAFIA

- 1.- AYRE, R. S., "Interconnection of Translational and Torsional Vibrations in Buildings", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 28, N. 2, Abril 1938, pp. 89-130.
- 2.- BOZORGNIA, Y. y TSO, W. K., "Inelastic Earthquake Response of Asymmetric Structures", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 112, N. 2, Febrero 1986, pp. 383-400.
- 3.- CARDONA, R. y ESTEVA, L., "Static Analysis of Asymmetric Multistory Structures", Publicacion E22, Contributions of the Institute of Engineering to the Sixth World Conference of Earthquake Engineering, Instituto de Ingenieria, UNAM, Mexico, Enero 1977, pp. 13-18.
- 4.- DEMPSEY, K. M. y TSO, W. K., "An Alternative Path to Seismic Torsional Provisions", I. J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 1, N. 1, Enero 1982, pp. 3-10.
- 5.- ELORDUY, J. y ROSENBLUETH, E., "Torsiones Sismicas en Edificios de Un Piso", Informe 164, Instituto de Ingenieria, UNAM, Mexico, 1981.
- 6.- GONZALEZ, P. y SARAGONI, R., "Análisis Dinámico Torsional de Estructuras Simples de Doble Simetría", Publicación SES 1 2185 (1977), Sección Ingeniería Estructural, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, 1985.
- 7.- GUENDELMAN-ISRAEL, R. y POWELL, G. H., "DRAIN TABS A Computer Program for Inelastic Earthquake Response of Three-Dimensional Buildings", UCB/EERC - 77/08, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, Marzo, 1977.

- 8.- INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, "Normas de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Enero, 1986.
- 9.- KAN, C. L. y CHOPRA, A. K., "Coupled Lateral Torsional Response of Buildings to Ground Shaking", UCB/EERC 76 -13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, Mayo, 1976.
- 10.- KAN, C. L. y CHOPRA, A. K., "Linear and Nonlinear Earthquake Response of Simple Torsionally Coupled Systems", UCB/EERC - 79/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, Febrero, 1979.
- 11.- KAN, C. L. y CHOPRA, A. K., "Torsional Coupling and Earthquake Response of Simple Elastic and Inelastic Systems", Journal of Structural Division, ASCE, Vol 107, N. 8, Agosto 1981, pp. 1569-1587.
- 12.- KAN, C. L. y CHOPRA, A. K., "Simple Model for Earthquake Response Studies of Torsionally Coupled Buildings", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol 105, N. 5, Octubre, 1981.
- 13.- NEWMARK, N. M., "Torsion in Symmetrical Buildings", Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 1969, Vol 2, A-3, pp. 19-32.
- 14.- RASCON, O. A. y VILLARREAL, A. G., "Estudio Estadístico de los Criterios para Estimar la Respuesta Sísmica de Sistemas Lineales con Dos Grados de Libertad", Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, Octubre, 1973.
- 15.- SUBCOMITE DE NORMAS Y PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION, "Reglamento de Construcciones para El Distrito Federal", Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa, México, Noviembre, 1986.

- 16.- TSO, W. K. y DEMPSEY, K. M., "Seismic Torsional Provision for Dynamic Eccentricity", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 8, 1980, pp. 275-289.
- 17.- TSO, W. K. y SADEK, A. W., "Inelastic Response of Eccentric Buildings Subjected to Bi-Directional Ground Motions", VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, 1984.
- 18.- TSO, W. K. y SADEK, A. W., "Inelastic Seismic Response of Simple Eccentric Structures", Earthquake Engineering and