

17
209



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE MO-
DELOS DE EDIFICIOS CON ASIMETRIA EN
RIGIDECES Y RESISTENCIAS**

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ALVARO ARISTA CASTILLO

DIRECTOR DE TESIS:
ROBERTO GOMEZ MARTINEZ

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**





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.

INDICE

	PAGINA
CAPITULO I	
1. ANTECEDENTES.	1
CAPITULO II	
2. INTRODUCCION.	4
CAPITULO III	
3. TORSION INELASTICA DE EDIFICIOS.	8
3.1. RESPUESTA ELASTICA.	8
3.1.1. Ecuación de Movimiento.	8
3.1.2. Frecuencias y Modos de Vibrar.	13
3.1.3. Torsión Elástica de Estructuras.	14
3.2. RESPUESTA INELASTICA.	17
3.2.1. Ecuación de Movimiento.	17
3.2.2. Torsión Inelástica de Estructuras.	21
CAPITULO IV	
4. FORMULACION DEL MODELO ESTRUCTURAL.	25
4.1. DESCRIPCION DEL MODELO ESTRUCTURAL.	26
4.2. ESTUDIO PARAMETRICO.	28
4.2.1. Algunos de los Requisitos Considerados de las NTC.	28
4.2.2. Distribución de la Masa.	29
4.2.2.1. Masa Uniforme.	31
4.2.2.2. Masa en los Centros de los Claros y Masa en las Esquinas.	32
4.2.3. Modelo de Dos Elementos Resistentes.	32
4.2.4. Modelo de Tres Elementos Resistentes.	34
4.2.5. Excitaciones Utilizadas.	35
4.3. MODO DE ANALISIS.	36

CAPITULO V

5. ANALISIS DE RESULTADOS.	39
5.1. MODELO DE DOS ELEMENTOS RESISTENTES.	40
5.1.1. Resultados en las Gráficas Tipo A, Registro SCT-EW.	41
5.2. MODELO DE TRES ELEMENTOS RESISTENTES.	43
5.2.1. Resultados en las Gráficas Tipo A, Registro SCT-EW.	43
5.3. RESULTADOS EN LAS GRÁFICAS TIPO B, REGISTRO SCT-EW.	44
5.4. RESULTADOS CON EL USO DEL REGISTRO CU-EW.	45
5.5. RESUMEN DE RESULTADOS.	45

CAPITULO VI

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	47
---	-----------

REFERENCIAS.	49
---------------------	-----------

TABLAS Y FIGURAS.	52
--------------------------	-----------

CAPITULO I

1. ANTECEDENTES.

En algunas ocasiones, después de un evento sísmico importante, es necesario evaluar la efectividad de los reglamentos de construcción; lamentablemente, al realizar esta evaluación se ponen de manifiesto las fallas en los requerimientos de diseño de los elementos estructurales que ocasionan colapsos en las construcciones, con las implicaciones que esto acarrea. Así, es necesario modificar los reglamentos teniendo en cuenta las observaciones e investigaciones realizadas.

Después de los sismos ocurridos en la ciudad de México en septiembre de 1985, se plantearon modificaciones al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. En este trabajo se tratará lo referente al inciso 8.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo¹.

Al realizar observaciones en los daños de las estructuras provocados por los eventos del 19 y 20 de septiembre, se pudo llegar a una serie de conclusiones. Entre ellas, se aceptó que numerosos edificios sufrieron severos daños o colapsos debido principalmente a la presencia de asimetría en resistencias y/o en

¹ A partir de este momento nos referiremos a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo como "NTC".

masas; estos daños fueron incrementados en forma violenta cuando los elementos ingresaron en el rango inelástico de su comportamiento.

Las NTC están basadas en resultados de investigaciones sobre la respuesta de estructuras cuyo comportamiento se mantiene en el rango lineal, sin embargo, se acepta que bajo ciertas condiciones y con el uso del factor de comportamiento sísmico (ref 16), se desarrollen deformaciones inelásticas.

En el Instituto de Ingeniería de la UNAM se realizaron investigaciones (refs 9 y 11), tendientes a evaluar el comportamiento inelástico de estructuras asimétricas ante sollicitaciones sísmicas. Se estudió la respuesta sísmica de modelos diseñados de acuerdo con las NTC. El objetivo principal de las investigaciones fue evaluar la influencia que tiene la distribución de la resistencia en la respuesta de las estructuras, particularmente en la demanda de ductilidad. Se analizaron modelos de un piso, con dos y tres elementos resistentes ligados a una losa rígida, con excentricidades en rigidez y en resistencia. Por simplicidad del problema, sólo se manejaron excentricidades a lo largo de uno de los ejes (x) principales de rigidez y se supuso que la excitación actuaba en la dirección y. Los resultados de estos estudios demostraron que para una cierta excentricidad en rigidez, la demanda de ductilidad del sistema, crece de manera drástica para aquellos casos en que la excentricidad en resistencia permanece con valor nulo, y disminuye para cuando ésta adquiere valores mayores que cero. Las demandas son más drásticas para una mayor excentricidad en rigidez (fig 1). En otras palabras se demostró, que la distribución más adecuada de la resistencia en planta es aquella que tiende a coincidir con la distribución de la rigidez, sin importar la distribución de la masa en la planta.

Basados en estos resultados el Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción propuso una nueva reglamentación que rigiera el diseño de estructuras asimétricas. Se estableció un valor límite de la excentricidad en resistencia en función de: la

excentricidad en rigidez, la dimensión perpendicular de la estructura a la dirección de análisis y del factor de comportamiento sísmico. Sin embargo, debido a las hipótesis usadas en los estudios mencionados y al cambio en la práctica del diseño sísmico que acarrea, la modificación fue objeto de comentarios y críticas severas. Esto llegó al grado de conseguir una derogación (ref 6).

A continuación se presentan observaciones hechas a la investigación realizada en el Instituto de Ingeniería:

a) En los modelos asimétricos, la fuerza sísmica produce cortantes que favorecen a que algunos elementos sean diseñados con una menor resistencia. Este cortante se resta sin ninguna limitación, lo que no sucede en un diseño real.

b) En el estudio se varió la resistencia manteniendo constante la rigidez. En la realidad las rigideces y resistencias de los elementos estructurales están relacionadas.

c) El centro de masa del modelo se mueve a un extremo, lo que implica que su distribución no es uniforme y se asemeja a la existencia de un gran voladizo en el borde.

d) La masa rotacional obtenida al obligar que la relación de frecuencias sea igual a uno, no es aplicable ya que el modelo para el que fue utilizado esta condición (ref 19) difiere del modelo utilizado en las características que presenta.

e) El estudio implica que es equivalente mover el centro de masa manteniendo fijo el de torsión o viceversa, lo cual no resulta ser válido al realizarse un análisis de las ecuaciones de equilibrio en cada una de estas condiciones.

Sin lugar a dudas, en el estudio realizado (ref 9) se demostró la influencia de la distribución de resistencia en la respuesta sísmica de estructuras. Además, se define un campo para la investigación que requiere ser mejor explorado.

CAPITULO II

2. INTRODUCCION.

Al actuar una excitación sísmica en las estructuras se ocasionan desplazamientos laterales y torsionales, ya sea porque el centro de rigidez y el centro de masa no coincidan o porque en algunos casos, que no serán fuente de estudio aquí, exista torsión accidental debido a: la incertidumbre en la masa, rigidez y resistencia o por diferencias en el acoplamiento de la cimentación de la estructura con el suelo o a la excitación rotacional, entre otras cosas.

Gran parte de los trabajos dedicados al estudio del problema de los efectos de la torsión en edificios, consideran un comportamiento lineal de los elementos estructurales. Las conclusiones de estos estudios han servido de base para elaborar los requisitos de diseño de los reglamentos de construcción, aunque como se mencionó con anterioridad, se acepta un comportamiento inelástico por medio del factor de ductilidad², de tal manera que los edificios son diseñados para aceptar deformaciones más allá de las elásticas ante sismos grandes o moderados. Rigurosamente es inadmisibles una extrapolación del

² Este nombre puede diferir de un reglamento de construcción a otro, en las NTC se conoce por factor de comportamiento sísmico (Q).

comportamiento lineal observado al comportamiento no lineal o viceversa.

Después de un análisis paramétrico de la respuesta de edificios asimétricos³, son necesarios pocos parámetros para definir la excentricidad estática en un comportamiento lineal; en cambio, para sistemas con respuesta inelástica es necesario, además de conocer la distribución de los elementos estructurales, conocer el tipo de comportamiento carga-deformación de cada uno de ellos. Podemos afirmar que dos sistemas estructurales con propiedades dinámicas semejantes pueden tener una misma respuesta elástica, pero diferente respuesta inelástica.

En el diseño sísmico es deseable tener una estructura capaz de deformarse de manera dúctil, y no frágil, cuando es sujeta a ciclos de carga lateral que la obliguen a incursionar en el intervalo inelástico. Podemos observar el efecto, en forma general, que produce un comportamiento inelástico en la respuesta de una estructura con referencia en un sistema de un grado de libertad. Este sistema, al ser sometido a una excitación sísmica llega hasta un desplazamiento lateral máximo, si el diseño del elemento resistente (o elementos resistentes) permite estar en un comportamiento elástico, toda la energía potencial almacenada se devuelve como energía cinética; en tanto que si se comportara como un sistema elastoplástico sólo devolvería parte de ella, debido a que ésta se transformaría en calor y otras formas irre recuperables de energía. Como consecuencia en un sistema inelástico la fuerza sísmica para análisis no será mayor que la de un sistema elástico.

No obstante lo dicho en el párrafo anterior, en el diseño de estructuras contra sismos, si éste se basa en articulaciones plásticas dúctiles⁴ para la disipación de energía, la presencia de

³ La asimetría de una estructura se refiere a la distribución no uniforme en planta de una característica estructural: masa, rigidez o resistencia.

⁴ Cuando el momento flexionante en una sección alcanza un valor igual a su momento plástico resistente se forma en ella una

elementos estructurales demasiado fuertes pueden conducir al colapso, ya que la demanda de ductilidad⁵ está concentrada en regiones locales, debido a las muy altas deformaciones inelásticas que se pueden alcanzar. No es necesario que en toda la estructura, o más bien, en sus elementos se alcancen las resistencias máximas, sino que algunos de ellos pueden permanecer dentro del intervalo elástico. Las partes débiles pueden ser atribuibles al subdiseño de esa parte o sobre diseño de otras partes de la misma. En consecuencia, en el diseño sísmico hay peligro tanto de elementos de resistencia inferior como de resistencia excedida a la requerida contra cargas sísmicas (ref 17).

La deformación máxima de una estructura sometida a cargas cíclicas depende de la reducción en la capacidad de carga o del grado de daño que pueda tolerar. Es posible que puedan tolerarse deformaciones muy grandes, por lo que la estructura sometida a un evento sísmico severo sufrirá daños más allá de una posible reparación.

En estudios anteriores (refs 4, 13, 14 y 19) el problema de la respuesta inelástica se ha estudiado con modelos muy simples, con el fin de reducir o eliminar los posibles parámetros que no influyen en ella. Los sistemas utilizados constan generalmente de una losa rígida con dos o tres elementos resistentes y utilizan tres grados de libertad: dos perpendiculares en el plano de la losa y el giro alrededor de un eje vertical. En estas investigaciones, incluyendo la presente, la resistencia total de la estructura se presenta como una función de los periodos estructurales. Las resistencias se obtienen de un espectro elástico reducido. Como se podrá ver en el desarrollo del siguiente capítulo, la investigación a este tipo de respuesta requiere todavía de gran estudio.

articulación plástica, que típicamente se espera de admitir rotaciones ilimitadas bajo momento constante

⁵ Definiremos como ductilidad a la relación entre el desplazamiento último y el desplazamiento de fluencia

Durante los sismos de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, las estructuras asimétricas sufrieron daños que fueron incrementados cuando sus elementos incursionaron en el rango inelástico. Esto se puede explicar, si pensamos en una distribución de resistencias de manera que solo algunos de sus elementos alcancen su resistencia de fluencia requiriéndose de ellos grandes deformaciones en cada ciclo y llegando a fallar por su incapacidad para seguir deformándose. Si bien las NTC condicionan el detallado de los elementos para una demanda de ductilidad basada en una respuesta elástica, también es verdad que éstas requieren de más estudios inelásticos para los requisitos de diseño.

En este trabajo se estudiará la respuesta inelástica de estructuras asimétricas atendiendo una parte de los comentarios los que fue objeto la modificación realizada al inciso 8.6 de las NTC de Diseño por Sismo (mencionadas en el capítulo anterior). Con esto, los objetivos que se plantean son:

1) Investigar la existencia de una equivalencia en las respuestas de los modelos estructurales estudiados al mover el centro de masa, manteniendo fijo el de torsión o viceversa. Se utilizará un modelo semejante al de los estudios de las refs 9 y 11.

2) El efecto que sobre la respuesta ocasiona considerar distintas distribuciones de masa en el modelo: masa uniforme, masa en los centros de los claros y masa en las esquinas⁶.

Se evaluará el comportamiento inelástico por medio de la máxima ductilidad requerida en los elementos estructurales de los modelos considerados.

⁶ Nos referiremos a masa en los centros de los claros, como aquella que se encuentra concentrada, en forma proporcional, en los centros geométricos de los cuatro claros de la lusa del modelo. Y masa en las esquinas como masa concentrada en cada vértice de la lusa.

CAPITULO III

3. TORSION INELASTICA DE EDIFICIOS.

Con el propósito de comprender el problema de la torsión en estructuras asimétricas se presentan algunos conceptos relativos a este tema, parte importante en el diseño antisísmico de estructuras. Es necesario mostrar, además del estudio inelástico, el elástico como antecedente.

En orden de presentación, plantearemos para cada comportamiento la ecuación de equilibrio, su solución y algunos estudios de particular interés que han logrado aislar los parámetros más importantes en la respuesta dinámica de los modelos estructurales utilizados, incrementándose la facilidad en el manejo de investigaciones posteriores.

3.1. RESPUESTA ELASTICA.

3.1.1. Ecuación de Movimiento.

Antes de plantear la ecuación de equilibrio elástico es necesario presentar algunos conceptos. Entendemos por centro de rigidez (CS) de una estructura, como el punto donde la aplicación de cualquier fuerza horizontal provocara desplazamiento en la misma dirección de la fuerza sin efecto de torsión. La localización del centro de masa (CM) y del centro de rigidez (CS) se obtiene utilizando

principios elementales de la estática: en el primero de ellos es más usual, que en el segundo, el planteamiento de la ecuación de movimiento. Atendiendo a la posición en que se localiza uno con respecto a otro en la planta de una estructura, ésta presenta dos alternativas de denominación: simétrica o asimétrica. Será simétrica cuando CS y CM coincidan, y asimétrica en caso contrario: es importante señalar que las frecuencias de vibración estarán desacopladas o acopladas⁷ en uno u otro caso. La asimetría puede ser parcial o total si la excentricidad ocurre en una o en las dos direcciones principales de rigidez, respectivamente.

En el estudio del comportamiento de estructuras sometidas a una excitación sísmica es necesario, para disminuir el número de parámetros en la formulación de la ecuación de movimiento, considerar únicamente tres grados de libertad: dos perpendiculares horizontales y el giro alrededor de un eje vertical ortogonal.

La ecuación de equilibrio tiene la forma general de

$$F_I + F_A + F_R = 0 \quad (3.1)$$

donde

F_I = fuerzas de inercia, proporcionales a la masa y a la aceleración total del sistema.

F_A = fuerzas de amortiguamiento.

F_R = fuerzas restauradoras, debidas a la rigidez de cada uno de los elementos estructurales al ser sometidos a una excitación.

Por cada grado de libertad se tendrá igual número de ecuaciones de movimiento. Si cada ecuación puede resolverse en forma independiente, las frecuencias estarán desacopladas, y en el caso contrario...

Usualmente, el segundo término de la ec 3.1 se desprecia⁸. Al sustituir los términos implícitos queda de la forma

$$M \ddot{\underline{u}} + K \underline{u} = - M \underline{u}_g \quad (3.2)$$

El planteamiento de la ecuación de equilibrio en el centro de masa (CM) y para una estructura con una distribución de elementos como se muestra en la fig 2, presenta la siguiente matriz de masas M:

$$M = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & mr^2 \end{bmatrix}$$

donde

m= masa del sistema, concentrada al nivel de la losa.

r= radio de giro alrededor de un eje vertical que pasa por CM.

La matriz de rigideces K de la estructura se obtiene aplicando un desplazamiento unitario en cada grado de libertad y tiene la siguiente forma

$$K = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{x\theta} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{y\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta y} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

donde

⁸ Se considera dicho término en los espectros de respuesta.

K_{ij} = es la fuerza que hay que aplicar en la dirección del grado de libertad i ($i = x, y, \theta$) cuando en el j ($j = x, y, \theta$) y sólo en el j hay un desplazamiento unitario.

Los vectores

$$\underline{\ddot{u}} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{u}_y \\ \ddot{u}_\theta \end{bmatrix}, \quad \underline{u} = \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_\theta \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad \underline{\ddot{u}}_g = \begin{bmatrix} \ddot{u}_{gx} \\ \ddot{u}_{gy} \\ \ddot{u}_{g\theta} \end{bmatrix}$$

representan aceleración relativa y desplazamiento de la estructura, y aceleración del suelo, respectivamente.

Una manipulación algebraica de la ecuación de equilibrio nos llevará a observar, de manera clara, los parámetros que intervienen en ella.

La componente rotacional de la aceleración del suelo $\ddot{u}_{g\theta}$ no será incluido por facilidad del problema.

De acuerdo con el teorema de Maxwell y Betti

$$K_{x\theta} = K_{\theta x},$$

$$K_{y\theta} = K_{\theta y}$$

y

$$K_{xy} = K_{yx}.$$

Sin embargo, si el planteamiento de la ec 3.2 se ha hecho en la dirección de los ejes principales entonces $K_{xy} = K_{yx} = 0$. Además, para K_{ij} cuando $i = j$, se podrán utilizar

$$K_{xx} = \sum_i K_{ix} \quad (3.3)$$

$$K_{yy} = \sum_i k_{iy} \quad (3.4)$$

y

$$K_{\theta\theta} = \sum_i k_{ix} y_i^2 + \sum_i k_{iy} x_i^2 \quad (3.5)$$

donde

k_{ix} = rigidez del elemento i en la dirección x .

k_{iy} = rigidez del elemento i en la dirección y .

x_i y y_i = son las distancias del i -ésimo elemento al CM a lo largo del eje x y y .

El centro de rigideces (CS) está localizado, del centro de masa (CM), a las distancias

$$e_x = \frac{1}{K_{yy}} \sum_i x_i k_{iy} = \frac{K_{y\theta}}{K_{yy}} \quad (3.6)$$

$$e_y = \frac{1}{K_{xx}} \sum_i y_i k_{ix} = -\frac{K_{x\theta}}{K_{xx}} \quad (3.7)$$

conocidas como excentricidades estáticas, que también pueden tener la notación e_s o e en forma indistinta. La ecuación de movimiento sin amortiguamiento (ref 12) queda como

$$\begin{bmatrix} \ddot{u}_x \\ \ddot{u}_y \\ r\ddot{u}_\theta \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_x^2 & 0 & -\frac{e_y}{r} \omega_x^2 \\ 0 & \omega_y^2 & \frac{e_x}{r} \omega_y^2 \\ -\frac{e_y}{r} \omega_x^2 & \frac{e_x}{r} \omega_y^2 & \omega_\theta^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_x \\ u_y \\ ru_\theta \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \ddot{u}_{gx} \\ \ddot{u}_{gy} \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

donde las expresiones

$$\omega_x = \sqrt{\frac{K_{xx}}{m}} \quad , \quad \omega_y = \sqrt{\frac{K_{yy}}{m}} \quad \text{y} \quad \omega_\theta = \sqrt{\frac{K_{\theta\theta}}{mr^2}}$$

se conocen como las frecuencias desacopladas del sistema para cada grado de libertad.

3.1.2. Frecuencias y Modos de Vibrar.

El problema del análisis de vibraciones de la estructura consiste en determinar las condiciones bajo las cuales en la ec 3.8 se permita que ocurra movimiento. De la analogía con las vibraciones libres sin amortiguamiento y buscando una solución diferente de la trivial, obtenemos la ecuación de frecuencias del sistema:

$$\begin{bmatrix} \omega_x^2 - \omega_n^2 & 0 & -\frac{e_y}{r} \omega_x^2 \\ 0 & \omega_y^2 - \omega_n^2 & \frac{e_x}{r} \omega_y^2 \\ -\frac{e_y}{r} \omega_x^2 & \frac{e_x}{r} \omega_y^2 & \omega_\theta^2 - \omega_n^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{xn} \\ \phi_{yn} \\ \phi_{\theta n} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.9)$$

donde ω_n y el vector ϕ_{in} son la frecuencias y modos de vibrar del sistema. Dividiendo esta ecuación entre ω_y^2 y sustituyendo⁹ en la ec 3.9

$$\Omega_n = \frac{\omega_n}{\omega_y} \quad , \quad \Omega_x = \frac{\omega_x}{\omega_y} \quad \text{y} \quad \Omega_\theta = \frac{\omega_\theta}{\omega_y}$$

se obtiene

⁹El objetivo de dividir entre esta frecuencia es observar desde este momento la dependencia del sistema a las relaciones de frecuencias torsionales entre las laterales, además de e_x/r y e_y/r .

$$\begin{bmatrix} \Omega_x^2 - \Omega_n^2 & 0 & -\frac{e_y}{r} \Omega_x^2 \\ 0 & 1 - \Omega_n^2 & \frac{e_x}{r} \\ -\frac{e_y}{r} \Omega_x^2 & \frac{e_x}{r} & \Omega_\theta^2 - \Omega_n^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{xn} \\ \phi_{yn} \\ \phi_{\theta n} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

Dado que en esta investigación sólo existirá una asimetría parcial e_x , entonces

$$\begin{bmatrix} \Omega_x^2 - \Omega_n^2 & 0 & 0 \\ 0 & 1 - \Omega_n^2 & \frac{e_x}{r} \\ 0 & \frac{e_x}{r} & \Omega_\theta^2 - \Omega_n^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \phi_{xn} \\ \phi_{yn} \\ \phi_{\theta n} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

donde se muestra el acoplamiento únicamente en dos grados de libertad: desplazamiento en la dirección del eje y y el giro alrededor del eje vertical z . Para este caso particular, los parámetros de los que dependen las formas modales son Ω_θ , Ω_x y e_x/r .

3.1.3. Torsión Elástica de Estructuras.

El estudio realizado por Ayre en 1938 (ref 2) se puede considerar como el primero en esta área. Sin embargo, la mayor parte de las aportaciones al estudio eástico se tienen en las últimas tres décadas.

Housner y Outinen (ref 10) compararon la fuerza máxima inducida por una excitación sísmica sobre una estructura asimétrica y una simétrica. La investigación fue hecha con un modelo de un piso de planta rectangular (fig 3). Se supuso la losa rígida en su plano y

los muros con rigidez elástica lineal k_1 , k_2 y k_3 . El centro de masa de la estructura coincidía con el centro geométrico. La excitación se aplicó en la dirección del eje y.

Al establecer una variación de las rigideces de manera que k_1 disminuyera y k_2 aumentara, lo que equivale a mover el centro de rigidez de la estructura, se observó que la fuerza en el muro 1 ocasionada por el análisis dinámico era más grande que la obtenida por el análisis estático. Sucede lo contrario en el muro 2. Las diferencias llegaron a ser hasta del 50% y 80% respectivamente de la fuerza obtenida para cada método de análisis. Los autores explican que las diferencias fueron debidas a que los efectos de torsión de la estructura no están consideradas en el análisis estático.

Elorduy y Rosenbluth (ref 7) estudiaron el comportamiento sísmico de estructuras con asimetría en masas y rigideces. El modelo estructural constó de un piso y se consideró la excentricidad en dirección de uno de los ejes principales, fig 4. Se compararon los resultados del análisis estático sugerido por el Reglamento del Distrito Federal con los obtenidos por criterio de la raíz cuadrada de la suma de las respuestas modales, estableciéndose las siguientes conclusiones:

a) La fuerza cortante, en el análisis estático, conduce a resultados conservadores siempre inferiores al criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

b) El acoplamiento del desplazamiento lateral con el torsional produce una menor fuerza cortante que en el caso en que no existe acoplamiento.

Kan y Chopra (ref 12) evaluaron el efecto del acoplamiento del desplazamiento lateral y la torsión en la respuesta de un modelo estructural elástico de uno y varios niveles. Los sistemas fueron idealizados por losas rígidas y columnas axialmente inextensibles.

Tso y Dempsey (ref 18) con base en una estructura de un nivel y de asimetría parcial, evaluaron si las excentricidades de diseño de los reglamentos de construcción (México, N. Zelandia, Canadá, ATC3 y Alemania), son adecuadas o cubren realmente a las excentricidades dinámicas obtenidas por la técnica de la respuesta espectral. Un análisis paramétrico -semejante al realizado en la sección 3.1. del presente estudio- de la ecuación de movimiento planteada en el centro de rigidez CS, demuestra que la respuesta de una estructura es sólo función de la relación de la frecuencia desacoplada torsional a la frecuencia desacoplada lateral (Ω), y de la relación e/r que considera la excentricidad estática con el radio de giro de la losa.

Para sistemas con pequeñas excentricidades (e/r menor o igual a 0.5), la respuesta máxima ocurre cuando $\Omega = 1.0$; para 25% a ambos lados de ese valor la respuesta se reduce substancialmente. En sistemas con grandes excentricidades el efecto de Ω es prácticamente nulo, sin embargo, puede notarse de igual manera un efecto máximo en uno.

De sus estudios, Tso y Dempsey, concluyeron que los reglamentos de construcción subestiman el momento torsionante (fig 6) en sistemas con pequeñas excentricidades ($e < 0.25b$). Generalmente las excentricidades de diseño para las estructuras se presenta como una función lineal de la excentricidad estática y los autores, como conclusión de este estudio, sugieren que una mejor representación sería una función bilineal de e_s para tener seguridad en el diseño de sistemas estructurales con excentricidades pequeñas.

3.2. RESPUESTA INELASTICA.

3.2.1. Ecuación de Movimiento.

Ya hemos mencionado algunas de las causas de interés para estudiar sistemas inelásticos.

En el comportamiento lineal de las estructuras se considera que sus características dinámicas permanecen sin variación a lo largo del tiempo en que son sometidas a un evento sísmico, sin embargo, las propiedades elásticas de los sistemas estructurales pueden sufrir modificación: la rigidez de sus elementos puede ser alterada por la fluencia de los materiales componentes; el cambio en las fuerzas axiales de los miembros estructurales produce perturbaciones que no pueden interpretarse como lineales; además, el amortiguamiento puede también ser afectado.

La ecuación de movimiento para sistemas estructurales de respuesta no lineal con una componente de aceleración en la dirección del eje x y asimetría parcial ($e_y \neq 0$), y suponiendo una distribución de elementos como lo muestra la fig 7, se puede escribir (ref 13) como

$$\begin{bmatrix} \ddot{u}_x \\ r \ddot{u}_\theta \end{bmatrix} + \underline{F} = - \begin{bmatrix} \ddot{u}_{gx} \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

donde se ha evitado introducir el grado de libertad y debido al desacoplamiento que existe, \underline{F} es un vector de fuerzas restauradoras asociado a la rigidez de la estructura. Para conveniencia de cálculos, las respuestas se basan en una forma incremental de la ecuación anterior, por lo que las fuerzas restauradoras y las deformaciones están relacionadas por la ecuación incremental

$$\underline{df} = \frac{1}{m} K_t \begin{bmatrix} du_x \\ r du_\theta \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

donde K_t es la matriz de rigideces de la estructura en cualquier estado de deformación y $d()$ representa la cantidad incremental de interés.

Cuando las columnas o elementos resistentes están modelados como dos resortes independientes con una relación fuerza-deformación elastoplástica en las direcciones de los ejes x y y, es decir, cuando la interacción de efectos en estas direcciones no es considerada¹⁰, entonces

$$K_c = M \begin{bmatrix} \omega_x^2 & -\frac{r}{r} \omega_x^2 \\ -\frac{r}{r} \omega_x^2 & \omega_\theta^2 \end{bmatrix} = K_e \quad (3.16)$$

En K_c los elementos de la matriz serán iguales a cero¹¹ si el elemento estructural se encuentra en el estado plástico.

Si la interacción de efectos en las direcciones se considera

$$K_c = K_e - K_C \quad (3.17)$$

K_C es una matriz que modifica a K_e cuando los elementos se encuentran en el estado plástico y es función de su superficie de fluencia Φ (refs 13, 19 y 20)

$$\Phi = \left(\frac{V_x}{V_{px}} \right)^2 + \left(\frac{V_y}{V_{py}} \right)^2 \quad (3.18)$$

donde V_x y V_y son las fuerzas cortantes en cualquier estado, V_{px} y V_{py} las fuerzas cortantes de fluencia. Si $\Phi < 1$ los elementos resistentes están en el estado elástico, si $\Phi = 1$ la fluencia de

¹⁰ Es decir, cuando la plastificación de un mismo elemento en una dirección es independiente de la otra dirección.

¹¹ Porque el valor de la rigidez del que dependen las frecuencias tendrán valor nulo.

ellos ya ha sido alcanzada. Valores de $\phi > 1$ son inadmisibles.

Esta ecuación de equilibrio se resuelve por un procedimiento numérico, debido a la dificultad que presenta considerar la variación de todas las propiedades dinámicas de una estructura en el tiempo. Por ejemplo, se debe establecer un modelo matemático de las características de la fuerza de restitución para cada uno de los elementos resistentes del sistema. El más popular es el modelo bilineal de histéresis, aunque existen otros como el modelo trilineal, modelo de Ramberg-Osgood, modelos degradantes, etc. De igual manera, es necesario incluir las características del amortiguamiento. La superposición de efectos no es posible. La forma más utilizada para la solución es la integración paso a paso, donde la respuesta es evaluada para una serie de incrementos pequeños de tiempo Δt , constantes por conveniencia de cálculo. La condición de equilibrio se establece al inicio y al final de cada intervalo de tiempo. La no linealidad se toma en cuenta en el inicio de cada incremento al ser calculadas las nuevas propiedades debidas al estado de deformación, de tal manera que se aproxima un comportamiento inelástico por una serie sucesiva de sistemas lineales.

En un instante de tiempo t las fuerzas de equilibrio en un sistema son

$$F_I(t) + F_A(t) + F_R(t) = P(t) \quad (3.19)$$

donde F_I , F_A y F_R son las fuerzas de inercia, amortiguamiento y restauradora; $P(t)$ es la excitación dinámica.

Para un incremento de tiempo Δt la ecuación es

$$F_I(t+\Delta t) + F_A(t+\Delta t) + F_R(t+\Delta t) = P(t+\Delta t) \quad (3.20)$$

Restando las ecuaciones de equilibrio para los tiempos t y $t+\Delta t$, la ecuación de equilibrio queda

$$\Delta F_I(t) + \Delta F_A(t) + \Delta F_R(t) = \Delta P(t) \quad (3.21)$$

El incremento de las fuerzas puede expresarse como

$$\Delta F_I(t) = F_I(t+\Delta t) - F_I(t) = M \Delta \dot{u}(t) \quad (3.22a)$$

$$\Delta F_A(t) = F_A(t+\Delta t) - F_A(t) = C(t) \Delta \dot{u}(t) \quad (3.22b)$$

$$\Delta F_R(t) = F_R(t+\Delta t) - F_R(t) = K(t) \Delta u(t) \quad (3.22c)$$

$$\Delta P(t) = P(t+\Delta t) - P(t) \quad (3.22d)$$

donde se asume que M no cambia con el tiempo, las matrices $C(t)$ y $K(t)$ dependen de los coeficientes $c_{ij}(t)$ y $k_{ij}(t)$ definidos en cada elemento para un incremento de tiempo, ver fig 8.

Sustituyendo las ecs 3.22 en la ec 3.21, la forma final de la ecuación de equilibrio para el tiempo t , queda como

$$M \Delta \dot{u}(t) + C(t) \Delta \dot{u}(t) + K(t) \Delta u(t) = \Delta P(t) \quad (3.23)$$

Numerosos autores han propuesto formas de integración de la ec 3.23 como se muestra en las refs 3 y 5, en ellas generalmente para evitar la necesidad de iterar en cada paso de solución se sugiere la conveniencia del uso del valor tangente en sustitución al secante para definir las propiedades dinámicas de la estructura en estudio.

3.2.2. Torsión Inelástica de Estructuras.

En los sistemas lineales estudiados los parámetros considerados son: la relación de excentricidad e/r , la relación de frecuencias desacopladas (Ω) y el amortiguamiento del sistema. Parámetros que, como podremos observar a continuación, son poco útiles para estudiar sistemas no lineales.

Kan y Chopra (ref 19) realizaron una comparación de las diferencias de respuestas de modelos con comportamiento lineal y no lineal. Para el caso no lineal fue necesario considerar como parámetro el cortante de fluencia.

Considerando que la rigidez y la resistencia es la misma en las direcciones de los ejes x y y. Los parámetros para el sistema elástico ω_x , ω_θ/ω_x , e/r y el amortiguamiento ξ son los mismos en la parte lineal del sistema inelástico.

Contrario al uso de un espectro de respuesta (ref 12), utilizaron un movimiento sísmico real (El Centro, mayo 18, 1940); los resultados mostraron (fig 9) que:

1) Las deformaciones laterales y torsionales por el acoplamiento pueden crecer o decrecer, en forma indistinta para un aumento del periodo lateral de vibrar de la estructura en la dirección del sismo.

2) Cuando e/r crece, el efecto del acoplamiento no muestra una tendencia general de incremento o decremento.

3) El acoplamiento de los efectos depende fuertemente de la relación ω_θ/ω_x , pero no puede establecerse de una manera tan simple como en el caso elástico. Una generalización aparente no es posible.

Tso y Sadek (ref 19) realizaron el análisis inelástico de la torsión de una estructura sujeta a una excitación bi-direccional. Los autores consideraron conveniente su investigación por dos razones: 1) en diferentes estudios (ref 13 y 14), se utiliza la excitación actuando en una sola dirección y 2) en la realidad, durante un sismo severo, los elementos resistentes están sujetos a excitaciones en dos direcciones simultáneas. En muchos casos se alcanza la fluencia simultáneamente en las dos direcciones.

Utilizaron el registro del sismo de El Centro (1940); la relación de fuerza desplazamiento de los elementos estructurales es elastoplástica; variando la localización de los elementos resistentes con respecto al centro de masa, son estudiados tres tipos de estructuras: simétrica y dos asimétricas con una pequeña ($e=0.03b$) y gran excentricidad ($e=0.2b$). Se estudió, además, la

interacción en dos direcciones para observar la influencia que tiene en la plastificación de los elementos. La masa y la rigidez se ajustaron para definir los periodos laterales.

La evaluación de los resultados se realizó comparando la demanda de ductilidad de cada elemento resistente y el desplazamiento de la esquina derecha de la estructura (fig 10). El desplazamiento de esquina es más grande cuando la interacción no se incluye; esto se explica porque cuando se considera la interacción, la fluencia de los elementos ocurre para una fuerza menor y existe una rápida disipación de energía. Los sistemas con excentricidad pequeña causan una demanda de ductilidad semejante a la de los elementos en el sistema simétrico, el efecto de la respuesta torsional es más notorio incrementándose la ductilidad.

Los resultados justifican el uso de una excitación unidireccional para representar un movimiento sísmico. Algunos códigos de diseño sugieren el uso de un factor para las columnas de esquina de 1.4. Los análisis demostraron que este requisito se encuentra en forma aceptable del lado de la seguridad.

Bozorgnia y Tso (ref 4) estudian la sensibilidad que tiene un sistema a distintos parámetros de diseño como la ductilidad, periodo y excentricidad estática.

Merece especial atención¹² el modelo que consiste de sólo tres elementos con resistencia y rigidez en la dirección del movimiento (fig 11) separados a una misma distancia h . El elemento 2 está localizado en el centro de masa (CM) de la losa. Los elementos 2 y 3 son idénticos, pero el 1 tiene una mayor rigidez y resistencia que los otros dos. La resistencia está distribuida proporcionalmente a la rigidez. Variando las anteriores características es posible establecer un periodo lateral y la excentricidad estática. La distancia h es usada para definir el valor de la relación de frecuencias desacopladas (Ω). La relación

¹² Debido a la semejanza con el modelo usado en nuestro estudio.

carga-deformación es bilineal-histerética.

Aparentemente en los resultados de la investigación de Bozorgnia y Tso, la relación de frecuencias (Ω) no es un parámetro crítico para establecer la demanda de ductilidad; la demanda de ductilidad en el elemento crítico de un modelo con excentricidad puede ser tres veces más grande que la correspondiente a una estructura simétrica. El efecto de asimetría es mayor en los desplazamientos de borde que la demanda de ductilidad de los elementos.

CAPITULO IV

4. FORMULACION DEL MODELO ESTRUCTURAL.

En los estudios de la respuesta elástica de estructuras, la rigidez ha sido una propiedad dinámica importante para la variación de parámetros como: las excentricidades estáticas o los periodos laterales. Por ejemplo, en los estudios de las refs 7, 10, 12 y 18 la rigidez lateral en uno o varios elementos, ha causado un incremento o decremento de la respuesta cuando se suministra esta rigidez en forma generosa o tímida.

Considerar un comportamiento inelástico en una estructura permite analizarla con una fuerza sísmica reducida, aceptándose la existencia de articulaciones plásticas para una pronta disipación de energía. Para el uso de un valor de un comportamiento inelástico o de factor de ductilidad, los reglamentos establecen que las edificaciones cumplan requisitos constructivos en el detalle de sus elementos. Según las NTC, el factor de comportamiento sísmico es variable sólo en dos direcciones perpendiculares. No se considera la posible ocurrencia de un sismo severo que provoque concentraciones de ductilidad en uno o varios elementos o marcos en una misma dirección, como lo demuestra el estudio de Bozorgnia y Tso (ref 4).

En el estudio de Bozorgnia y Tso (ref 4) el elemento crítico (3) demanda más ductilidad, a pesar de haberse suministrado una

rigidez y resistencia proporcionales en todos los elementos. Sin embargo, como ejemplo de una nueva forma de la distribución de la resistencia, podemos intuir que para sistemas estructurales con una cierta excentricidad estática provocada por la variación de la rigidez, un análisis sísmico dé como resultado una uniformidad de la demanda de ductilidad.

La influencia de la distribución de resistencias en las demandas de ductilidad constituye el tema de investigación para los modelos estructurales que presentaremos en el desarrollo de este capítulo.

4.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.

En nuestra idealización de la estructura, el modelo consistirá de un solo nivel. En general, los tres grados de libertad de interés son los desplazamientos laterales u_x y u_y a lo largo de los ejes principales x y y , respectivamente, y el desplazamiento torsional u_θ alrededor de un eje vertical z , ver fig 12.

La base sobre la que se encuentra nuestro modelo es totalmente rígida.

Los elementos propios del modelo son dos: losa, de masa traslacional m y los elementos resistentes (fig 12). La losa es rígida. Los segundos son elementos de cortante axialmente inextensibles conectados a la losa y cuyo número variará de dos a tres; sólo tendrán rigidez y resistencia en la dirección del eje y , por lo tanto existirá únicamente asimetría parcial. El planteamiento de la ecuación de movimiento ignorará el acoplamiento en la dirección del eje x y la reconocerá en los ejes y y z . Además, los elementos resistentes son deformables en cualquier dirección de los dos grados de libertad considerados. La relación fuerza-desplazamiento de cada elemento se asume elastoplástica; la segunda rama de este comportamiento se definirá con el 1% de la pendiente suministrada en el rango elástico, para evitar que el algoritmo del programa sufra un mal condicionamiento numérico, al ser resuelta la ecuación de equilibrio, cuando el

elemento se encuentra en un nivel de esfuerzo que lo lleve a ella.

Se seleccionaron diferentes valores del periodo lateral $T_y = T = 0.5, 1.0$ y $1.5s$ para simular distintas estructuras. La excentricidad estática entre la dimensión perpendicular del modelo en la dirección analizada (e_g/b), tendrá valores de $0.1, 0.2, 0.3$ y 0.4 representando cambios significativos entre las posiciones de los centros CM y CS.

La distinción o semejanza de los modelos donde la excentricidad estática sea causada por el cambio de abscisa de un centro (CM o CS) quedando fijo el otro en el centro geométrico de la losa, verificará, hasta donde los límites de la investigación lo permitan, la existencia de un principio de equivalencia en las respuestas de demanda de ductilidad máxima.

Llamaremos condición 1 cuando la excentricidad estática e_g sea provocada por el cambio de abscisa de CM y condición 2 cuando sea por CS; en el centro geométrico CG quedará fijo CS o CM respectivamente.

Además, para cada excentricidad e_g simularemos variaciones de las resistencias de los elementos (cortante de fluencia) lo que nos llevará a la introducción de dos conceptos: centro de resistencia (CR) y excentricidad en resistencia (e_r). Es necesario aclarar algunos aspectos de ellos debido a las limitaciones que presentan. Para nuestro sistema el centro de resistencias es el punto donde la aplicación de una fuerza igual a la suma de las resistencias particulares de los elementos provocará la fluencia de ellos al mismo tiempo; la fuerza se aplicará en la misma dirección que la resistencia suministrada al modelo. La excentricidad en resistencias e_r es la distancia que existe entre el CM y el CR.

La rigidez lateral total de la estructura será constante para cualquier periodo lateral de vibración.

Las distribuciones de masa en la losa: masa uniforme, masa en los

centros de los claros y masa en las esquinas darán un mayor margen de observación para evaluar la influencia de este parámetro.

La relación ancho/largo (a/b) de la losa juega un papel determinante en la respuesta estructural. Aquí únicamente consideraremos la relación igual a uno.

Con el objetivo de evitar la introducción de nuevos parámetros, las variaciones de las rigideces y resistencias en los elementos serán lineales.

Para la obtención de las respuestas inelásticas de los modelos, emplearemos el método de análisis paso a paso.

En todos los casos el parámetro que utilizaremos para evaluar la respuesta será la máxima demanda de ductilidad de los elementos definida como el desplazamiento último dividido entre el desplazamiento de fluencia. Este parámetro representa una medida del daño potencial en los elementos estructurales. Además, su manejo es muy cómodo ya que su cálculo requiere sólo del valor máximo de desplazamiento de toda la historia de respuesta del modelo.

Existen otros aspectos y parámetros usados en el desarrollo de este estudio que requieren una mención aparte por su importancia.

4.2. ESTUDIO PARAMETRICO.

4.2.1. Algunos de los Requisitos Considerados de las NTC.

Ya hemos mencionado que la excentricidad estática e_g es consecuencia de una diferencia entre distribuciones de masa y rigidez. La excentricidad calculada en una estructura difiere de la real. Las fuentes de las diferencias pueden ser clasificadas en dos grupos. El primero son las torsiones accidentales y el segundo, la amplificación dinámica, influye en las diferencias de los análisis estáticos y dinámicas (ref 15).

La excentricidad accidental puede ser consecuencia de los movimientos de rotación del terreno sobre un eje vertical o debida a diferencias entre rigideces y masas calculadas de las reales. Algunas aproximaciones de su valor se han presentado en función de la dimensión perpendicular a la dirección de análisis: de 0.05b a 0.1b (ref 15).

Existe una diferencia substancial en los análisis estáticos comparados con los dinámicos. Los resultados de estudios como el de Elorduy y Rosenblueth (ref 7), muestran una amplificación del cortante y de la excentricidad con la torsión. Estos efectos se han considerado al multiplicar por un factor el valor de la excentricidad estática e_s .

Combinando la amplificación dinámica y la excentricidad accidental obtenemos las excentricidades de diseño. Las NTC proponen tomar para el miembro estructural que se esté diseñando la más desfavorable de las cantidades

$$e_d = 1.5e_s + 0.1b$$

y

$$e_d = e_s - 0.1b$$

En nuestro estudio la reducción de fuerzas sísmicas, se hizo con un valor de $Q=4$ pensando en que representa la condición más favorable para que la estructura ingrese en el intervalo inelástico de su comportamiento.

Son usados los espectros de pseudoaceleraciones (ref 16) para diseño sísmico conforme a la localización de los registros del sismo de 1985 de SCT y CU en la dirección E-W (zona I y zona III).

4.2.2. Distribución de la Masa.

El valor de la masa traslacional m depende del valor del periodo de vibración y la rigidez lateral.

En el estudio de la ref 9 y 11, la relación de frecuencias desacopladas torsional a lateral igual a uno ($\Omega=1.0$) determinó el valor de la masa rotacional m_{θ} para cada variación de excentricidad estática e_s en un periodo T, con el conocimiento de que no constituye un parámetro determinante en la respuesta inelástica.

Mantener la relación $\Omega=1.0$ presenta el grave inconveniente, cuando existe una asimetría¹³ producida por un cambio en la abscisa de CM, de no simular una distribución de masa para la excentricidad requerida e_s . La inercia rotacional o masa rotacional representa en realidad a la de un modelo en que cada $m_i = m/4$ (para $i = 1$ a 4) está concentrada siempre en los centros geométricos de los cuartos de una losa cuadrada.

Si la relación

$$\Omega = \frac{\omega_{\theta}}{\omega_y} = 1.0 \quad (4.1)$$

entonces

$$m_{\theta} = mr^2 = \frac{K_{\theta\theta}}{\omega_{\theta}^2} \quad (4.2)$$

El valor de $K_{\theta\theta}$ para una excentricidad e_s se calcula con la ec 3.5 y ω_{θ} con el valor del periodo T.

Al definirse como dependientes las relaciones 4.1 y 4.2 no se ha considerado la distribución de masa existente en la losa del modelo, ya que para masa uniforme

$$m_{\theta} = \frac{m}{12} (a^2 + b^2) \quad (4.3)$$

¹³ Ver modelos de la ref 10.

donde a y b son las dimensiones largo y ancho de la losa, y para masa concentrada

$$m_{\theta} = \sum m_i r_i^2 \quad (4.4)$$

La ec 4.2 no se verifica con 4.3 ó 4.4.

La necesidad de considerar distintas distribuciones y cumplir las relaciones 4.4 y 4.3 de masa nos obliga a establecer $a/b = 1$ (losa cuadrada).

4.2.2.1. Masa Uniforme.

Una observación importante: al obligar que $\Omega = 1$ la masa rotacional crece con el aumento de la excentricidad estática e_g .

El procedimiento para simular esta distribución (fig 13) fue el siguiente:

I) Se establecen dos distribuciones uniformes distintas en la losa (m_1 y m_2).

a) El límite entre ellas es un eje horizontal en la dirección de excitación que pasa por CM.

b) Se plantean dos ecuaciones: una en la que la suma de las densidades de las dos distribuciones uniformes (m_1 y m_2) deben ser iguales a la total (m); y la segunda, obtenida a partir de los momentos estáticos de cada una de ellas.

II) Por una aplicación simple del teorema ejes paralelos, la masa rotacional m_{θ} se calcula con respecto a CM.

4.2.2.2. Masa en los Centros de los Claros y Masa en las Esquinas.

Para este caso (fig 13) se procedió de la siguiente manera:

I) Por suma de momentos estáticos se plantea una expresión que permita encontrar los valores de masas concentradas (m_1 y m_2) para lograr las excentricidades requeridas.

II) El valor de m_0 se obtiene como

$$m_0 = \sum m_i r_i^2$$

En todas estas distribuciones, m_0 decrece para cada aumento de excentricidad.

4.2.3. Modelo de Dos Elementos Resistentes.

En una estructura asimétrica como nuestro modelo, el acoplamiento de los desplazamientos laterales torsionales provocará la existencia de igual número de fuerzas componentes para cada elemento resistente: una fuerza directa lateral y otra fuerza torsional. La suma algebraica de ellas proporciona la resistencia mínima requerida.

Para la condición 1 con dos elementos (fig 14) podemos deducir que

$$R_1 = \frac{F}{2} - \frac{F}{B} (e_s - 0.1b) \quad (4.5a)$$

$$R_2 = \frac{F}{2} + \frac{F}{B} (1.5e_s + 0.1b) \quad (4.5b)$$

$$F = \frac{a}{Q} m g \quad (4.5c)$$

donde

a = ordenada espectral, expresada como una fracción de la gravedad.

Considerando el signo igual en las ecs 4.5a y 4.5b, para simular la excentricidad en resistencia e_r se usará

$$R_1 = \frac{R_2 [1 - 2(\alpha - \beta)]}{1 + 2(\alpha - \beta)} \quad (4.6)$$

donde

$$\alpha = \frac{e_s}{b}$$

$$\beta = \frac{e_r}{b}$$

y R_1 siempre cumplirá con la ec 4.5a.

Si la excentricidad estática se provoca por CS (condición 2), ver fig 14, las R_1 son

$$R_1 \geq (0.6 + 0.5a) F \quad (4.7a)$$

$$R_2 \geq 0.6 F \quad (4.7b)$$

De forma semejante a la condición 1 para hacer efectiva una excentricidad en resistencia¹⁴ se tendrá

$$R_2 = \frac{R_1 (2\beta + 1)}{1 - 2\beta} \quad (4.8)$$

La rigidez lateral del elemento 1 ó 2 se obtiene al elegir una

¹⁴Las condiciones estudiadas fueron verificadas para que cada resistencia elegida para causar excentricidad cumpliera con los requisitos de diseño de las NTC.

variación lineal de la rigidez lateral total para lograr e_s .

4.2.4. Modelo de Tres Elementos Resistentes.

Una aplicación semejante al inciso anterior, ver fig 15, nos muestra que

$$R_1 \approx \frac{F}{3} + \frac{F}{B} (1.5e_s + 0.1b) \quad (4.9a)$$

$$R_2 \approx \frac{F}{3} \quad (4.9b)$$

$$R_3 \approx \frac{F}{3} - \frac{F}{B} (e_s - 0.1b) \quad (4.9c)$$

Para llevar a cabo la condición 1, elegimos que

$$R_3 = \frac{R_1 + 2(R_1 + R_2)(\beta - \alpha)}{1 - 2(\beta - \alpha)} \quad (4.10)$$

lo que implicará un cambio en la posición del centro de resistencia CR.

Al estudiar la condición 2 el grado de dificultad aumenta. Para lograrlo, plantearemos dos sistemas de ecuaciones de 3 x 3:

I) El cortante directo por elemento se obtiene de tres ecuaciones:

a) La primera satisface la condición de que la suma de las fuerzas en cada elemento es igual a la total (F).

b) La segunda considera una variación lineal entre las fuerzas.

c) Y la última, la suma de los momentos de las fuerzas en cada elemento provoca la excentricidad estática (e_s).

II) Y el cortante por torsión¹⁵:

a) En la ecuación uno, la suma de momentos producidos por las componentes torsionales de los elementos será igual a Fxe_d .

o) En la segunda y tercera ecuación se mantendrá una relación lineal de cada par de elementos (1-2 y 2-3).

Los pasos anteriores sólo sirven para establecer los valores límites de resistencias mínimas, semejantes a los proporcionados por las ecs 4.9, faltando conseguir la intervención de e_r/b . Se propone entonces que

$$R_1 = \frac{R_3(1 + 2\beta) + 2 R_2\beta}{1 - 2\beta} \quad (4.11)$$

La obtención de las rigideces laterales es semejante a la forma utilizada para el cortante directo¹⁶.

4.2.5. Excitaciones Utilizadas.

Puesto que utilizaremos el método de cálculo paso a paso de la respuesta ante temblores específicos, recurriremos al uso de los registros del sismo del 19 de septiembre. Es necesario haber contemplado la naturaleza de los registros sísmicos, la intensidad y duración de cada uno de ellos.

Es posible que un solo registro utilizado produzca un efecto muy particular en la respuesta sísmica inelástica; por esta razón el uso de los registros obtenidos en la ciudad de México el 19 de septiembre de 1985 en zonas de terreno blando y duro (zonas II y III) es razonable, ya que cada uno contiene características

¹⁵ Debido a que son dos las excentricidades de diseño el inciso II se repite dos ocasiones.

¹⁶ Como no se aceptan valores negativos de rigidez el valor límite de e_r/b fue 0.3.

diferentes. Desde el principio, los trenes de ondas sísmicas son irregulares. A medida que las ondas atraviesan las formaciones geológicas, existe un incremento de su irregularidad por el contacto entre materiales distintos. Como resultado de ello los acelerogramas en terreno firme son irregulares. En la superficie de estratos suaves el filtrado de las ondas y las múltiples reflexiones en la entrecara roca-suelo y en la superficie libre hace que los registros se asemejen al de un movimiento armónico.

Debido a la larga duración de los registros del sismo usado se aplicó el concepto de Intensidad de Arias para el corte del tiempo de registro. Este concepto es una medida de la intensidad sísmica e indica el daño potencial como una suma de la energía disipada. Se consideró el 90% del daño potencial. En el registro de terreno blando (SCT-EW) el corte fue efectivo y originó el uso de sólo 33 s contra 180 s, lo que implica un gran ahorro de tiempo de análisis. En el registro de terreno duro (CU-EW) no se aplicó lo anterior, porque quitar el 10% del daño potencial no producía un ahorro significativo de tiempo.

4.3. MODO DE ANALISIS.

Un resumen del procedimiento de definición de los valores de las variables y de los parámetros se presenta a continuación.

En los modelos estructurales, la rigidez lateral total es la misma independientemente de que el modelo contenga dos o tres elementos resistentes. Con el periodo lateral de vibración T , igual a 0.5, 1.0 y 1.5 s, se definirá: la masa traslacional m , el valor de la ordenada espectral para diseño sísmico en la zona II ó III, y la reducción del factor de comportamiento sísmico Q .

I) La fuerza sísmica se obtiene con la ec 4.5c.

II) Se elige la condición 1 ó 2 de análisis y el número de elementos resistentes. De acuerdo con una excentricidad estática e_s se obtienen los valores de las resistencias límites de los

elementos.

III) El cálculo de una excentricidad en resistencias se obtiene de la forma señalada en el inciso 4.2. El intervalo de estudio de e_p/b es de cero hasta el mismo valor de e_g/b .

IV) En cada valor de e_g se hicieron dos análisis variando la localización teórica del centro de masa CM a unas distancias de $+0.1b$ y de $-0.1/b$.

Para analizar la respuesta dinámica inelástica de los sistemas estructurales se utilizó el programa DRAIN-TABS, que emplea el método de cálculo paso a paso de la respuesta e idealiza a la estructura como una serie independiente de subestructuras conectadas por diafragmas o losas rígidas. Sus mayores limitaciones son que el acoplamiento de las subestructuras o marcos no se toma en cuenta, además, no se ajusta la compatibilidad por desplazamientos verticales y rotacionales en juntas comunes a dos o más marcos.

Este programa tiene una gran ventaja para nuestros modelos, ya que no sólo permite separar los elementos de forma discreta conectados por una losa horizontal rígida, sino que también pueden ser orientados en forma arbitraria. No existen juntas comunes en los elementos por lo que la compatibilidad de desplazamientos no es de nuestro interés.

Además, tanto en el modelo como en el programa la rigidez torsional particular de todos los miembros son ignorados.

El método que emplea este programa para resolver la ecuación diferencial de equilibrio es el de Newmark, en el que se elige una aceleración constante en cada intervalo de tiempo Δt .

La elección del incremento Δt depende del esfuerzo computacional y de la precisión que se desee en la respuesta dinámica. Un incremento pequeño provee de una gran exactitud para el cálculo de

la respuesta, sin embargo origina un gran tiempo de cálculo. En caso contrario cuando se prefiere un incremento grande, el tiempo de proceso en la computadora es menor. Una regla puede presentarse en función del periodo lateral fundamental, $\Delta t/T \leq 1/10$, el cual da una gran exactitud de los resultados, (ref 5). Aunque aquí el periodo menor usado es de $T=0.5$ s el incremento elegido fue de 0.02 s.

CAPITULO V

5. ANALISIS DE RESULTADOS.

La presentación de los resultados de la respuesta sísmica de los modelos asimétricos estudiados se realizará mediante la evaluación de la demanda de ductilidad máxima (Q_a) normalizada con respecto a la ductilidad requerida en una estructura simétrica (Q_g). Se deberá tener presente, que no necesariamente la elección de ésta última (Q_g) nos representa el comportamiento ideal a esperarse durante un evento sísmico. De acuerdo con las NTC, la estructura simétrica será la que presente una coincidencia en un mismo punto del centro de masa CM y el centro de rigidez CS, sin importar la localización de ese punto en la losa de la estructura. En este estudio se definió la estructura simétrica como aquella donde los centros de masa, de rigidez, de resistencia y el centro geométrico de la losa coinciden. La resistencia de cada uno de los elementos resistentes tuvo un valor de F/n , donde F es la fuerza sísmica y n el número de elementos considerados.

La presentación de los cambios en los parámetros usados, nos ayudará a entender de manera clara todas las estructuras asimétricas a evaluarse. En la tabla 1 se muestran los niveles de variación de los diferentes parámetros considerados: registros, tipo de condición, periodos, distribuciones de masa, excentricidades estáticas y excentricidades en resistencia.

Para la presentación de resultados se usarán dos formas. En la primera, tipo A, en el eje de las abscisas se mide la variación de e_r/b , y en el eje de las ordenadas la relación Q_a/Q_g . Por razones de presentación, el límite del primer eje es de 0.3 ó 0.4 e igual a la excentricidad estática normalizada e_g/b de cada gráfica que aparece en la parte superior derecha; en el segundo eje el límite se truncará al valor de $Q_a/Q_g = 2$ ó 2.5, no obstante que se encontraron valores mayores en la investigación. En la segunda presentación, tipo B, se usará el mismo eje de ordenadas que el anterior, no así el eje de las abscisas donde ahora presentará una variación de los periodos de vibración de $T = 0.5, 1.0$ y 1.5 s.

En todas las gráficas se dibujarán las dos condiciones de interés (1 y 2) para cada elemento que forma el sistema estructural. La condición 1 aparece en línea gruesa y la condición 2 en línea delgada.

Es necesario hacer notar que en el eje de las abscisas se señalan valores absolutos de e_r/b , independientemente del sentido del movimiento del centro de resistencia CR hacia el centro de rigidez CS.

5.1. MODELO DE DOS ELEMENTOS RESISTENTES.

La forma en que se suministró la resistencia en cada una de las condiciones fue distinta. Por ejemplo, en la condición 1 el elemento que siempre mantuvo una mayor resistencia fue el derecho (elemento 2 o fuerte), en cambio, en el elemento izquierdo (elemento 1 o débil) se modificó el valor de su resistencia desde un valor pequeño, que depende de e_g/b , hasta igualar el del otro elemento cuando $e_g/b = e_r/b$. En la condición 2 sucedió lo contrario, se partió de una igualdad en resistencias de los elementos, siendo el elemento 2 (fuerte) el que aumentó su resistencia hasta alcanzar el valor considerado de e_r/b .

5.1.1. Resultados en las Gráficas Tipo A, Registro SCT-EW.

En la condición 1, línea gruesa en la fig 16, con $T=0.5s$ y masa uniforme se observa que la mayor ductilidad demandada en cada valor de e_s/b ocurre cuando $e_r/b=0.0$, es decir, cuando existe una mayor diferencia entre las distribuciones de rigidez y de resistencia en los elementos. Esta demanda se registra en el elemento 1. Para el valor de $e_r/b=0.0$, un aumento de e_s/b provoca un gran incremento de Q_a/Q_s alcanzándose valores por encima de 3 veces la requerida por una estructura simétrica. El cambio del elemento que demanda mayor ductilidad aparece cuando $e_r/b = 0.1$ y no llega a ser mayor que $Q_a/Q_s = 1.0$; esto significa que existe un punto donde las demandas de ductilidad de los elementos son iguales. Este efecto puede ser el objetivo para el comportamiento inelástico de una estructura durante un evento sísmico y para la evaluación del daño estructural, no obstante, las relaciones de Q_a/Q_s se muestra muy sensibles a pequeños incrementos de la resistencia de los elementos.

Al considerar otro tipo de distribución de masa en la losa, como masa en los centros de los claros o masa en las esquinas, se produce un efecto notable (figs 17 y 18). Existe una gran semejanza entre los resultados obtenidos de masa uniforme y masa en los centros de los claros; no así con la distribución de masa en las esquinas donde los valores de Q_a/Q_s nunca superan el valor de 1.0. Para este periodo ($T=0.5 s$) al suponer una distribución de masa en las esquinas del modelo describe un mejor comportamiento.

Para aumentos en el periodo de vibración a 1.0 y 1.5s (figs 19 a 24) se obtiene un incremento general de la demanda de ductilidad, excepto para algunos valores de e_r/b en las figs 19 y 22. Obsérvese que en la distribución de masa en las esquinas no se obtienen caídas bruscas en la demanda de ductilidad, como sucede con las otras distribuciones cuando hay un aumento de e_r/b , inclusive para conjuntos de valores de e_r/b y de e_s/b cercanos. También, en algunas gráficas no se localiza una igualdad en demandas. La distribución de masa en las esquinas para el periodo

de vibración de 0.5s produce una respuesta ideal, pero para periodos de 1.0 y 1.5s no resulta una forma conveniente para suponerse en una losa. Una explicación de este fenómeno se debe a los distintos valores de la masa rotacional m_{θ} de las distribuciones de masa. La diferencia es consecuencia de la forma en que se distribuye la masa en la área de la losa. Es pequeña la diferencia de los valores de m_{θ} entre las distribuciones de masa uniforme y masa al centro de los claros. En cambio, entre cualquiera de estas distribuciones y la de la masa en las esquinas, las diferencias llegaron a ser hasta de un 400% cuando $e_{\perp}/b = 0.4$.

Para la condición 2, figs 16 a 24 en línea delgada, los resultados también muestran una mayor demanda cuando $e_{\perp}/b = 0.0$, pero ahora ésta se obtiene en el elemento 2 y es menor que la de la estructura simétrica. Existe también un punto cercano a $e_{\perp}/b = 0.1$ donde las demandas de los elementos son las mismas. Al considerar distintas distribuciones de masa se vuelve a observar la discrepancia con respecto a los resultados obtenidos de un modelo con masa en las esquinas. Para aumentos de periodos de vibración la tendencia general es a demandar más ductilidad. Hay algunas ocasiones que los valores de Q_a/Q_s son mayores que 1.0 (figs 20 a 24).

Uno de los objetivos del estudio era encontrar la existencia de un principio de equivalencia entre las dos condiciones. Los resultados muestran una total diferencia entre los valores absolutos de Q_a/Q_s obtenidos en los dos casos. Sin embargo, podemos observar un parecido cualitativo. El comportamiento del elemento 1 en la condición 1 correspondería al 2 en la condición 2, al igual que el elemento 2 con el 1. Este efecto alterno es producido por la forma en que se realizó la distribución de la resistencia en los elementos. La "inferioridad" de los valores de Q_a/Q_s de la condición 2 se explica con base en la forma en que se inicializó el valor de la resistencia de cada elemento; por ejemplo, en la condición 1 siempre se partió de una gran diferencia entre la resistencia de cada elemento, ya que el

centro de masa estuvo fuera del centro de geométrico de la losa; en cambio para la *condición 2* se inició con valores idénticos en las resistencias ya que el centro de masa se encontró en el centro geométrico de la losa.

5.2. MODELO DE TRES ELEMENTOS RESISTENTES.

En la distribución de la resistencia de los elementos, para la *condición 1*, el elemento 2 permaneció soportando la tercera parte de la fuerza sísmica, mientras que para alcanzar la excentricidad en resistencia se aumentó la resistencia del elemento 3 hasta alcanzar la del elemento 1, definida esta última por la excentricidad estática.

Para la *condición 2*, las resistencias de los elementos 2 y 3 permanecieron con el valor constante definido por la excentricidad estática, mientras que el valor de la resistencia del elemento 1 se aumentó hasta alcanzar el valor de la excentricidad en resistencia deseado.

Sólo se presentan los resultados de $e_s/b = 0.0$ a 0.3 , ya que para valores mayores en la *condición 2*, la variación lineal de las rigideces provocaría valores negativos de la misma.

5.2.1. Resultados en las Gráficas Tipo A, Registro SCT-EW.

En la *condición 1*, línea gruesa en las figs 25 a 27, el comportamiento con masa uniforme, masa en los centros de los claros y masa en las esquinas, es muy semejante a lo que sucede cuando se tienen dos elementos resistentes en $T=0.5s$. El valor de la demanda aumenta para incrementos de e_s/b . Aunque es difícil encontrar un cruce en un mismo punto de la demanda de los tres elementos éste sí ocurre en dos elementos: el elemento 3 con el elemento 2 y el elemento 3 con el elemento 1, en puntos de e_r/b de 0.0 a 0.1 . El incremento del periodo de vibración a 1.0 y $1.5s$ (figs 28 a 33) produce, para los elementos 1 y 2, una mayor demanda de ductilidad. Para el elemento 3 no se puede observar un

comportamiento muy definido, sin embargo, en este elemento se alcanza la mayor demanda de ductilidad en $e_r/b = 0.0$. Se vuelve a demostrar que la distribución de masa en las esquinas produce un comportamiento que no tiene una tendencia general (figs 30 y 33).

En la condición 2, línea delgada en las figs 25 a 27 para el periodo de 0.5s se producen valores de demanda muy inferiores a los de una estructura simétrica en las tres distribuciones de masa. El incremento en el periodo de vibración a 1.0 y 1.5s (figs 28 a 33) produce un aumento en la demanda; es también notable la influencia de la excentricidad e_r/b .

La equivalencia cualitativa de los resultados en las dos condiciones, para periodos de 1.0 y 1.5 s, es más notable independientemente de las distribuciones de masa. La correspondencia del comportamiento en los elementos es del elemento 3 en la condición 1 con el elemento 1 en la condición 2, y de igual manera, el elemento 1 con el elemento 3 y los elementos intermedios; no obstante la diferencia cuantitativa en los valores de su respuesta.

5.3. RESULTADOS EN LAS GRAFICAS TIPO B, REGISTRO SCT-EW.

En las figs 34 a 37 se muestra el efecto que produce la variación del periodo de vibración para una estructura asimétrica en rigidez y en resistencia para dos elementos en las dos condiciones. Este tipo de gráfica (B) sólo se presenta para la distribución de masa uniforme. Las relaciones de Q_a/Q_s con respecto a e_r/b no tienen una forma general de comportamiento, sin embargo, cuando $e_r/b > 0.0$ se presenta una tendencia general con pendiente positiva en incremento del periodo T.

Para los modelos de tres elementos resistentes se muestra también en las figs 38 a 40 que si tenemos dos estructuras con la misma excentricidad estática y que e_r/b mayor o igual a 0.1, su demanda de ductilidad crecerá en cada elemento para un periodo mayor.

En este tipo de gráfica es más notoria la semejanza cualitativa de elemento a elemento.

5.4. RESULTADOS CON EL USO DEL REGISTRO CU-EW.

En las gráficas tipo A (figs 41 a 46) los resultados muestran una gran semejanza con los obtenidos usando el registro de suelo blando. Sin embargo, en términos generales estos son menores. Podrá observarse que el intervalo donde ocurría una igualdad en la ductilidad ($e_r/b = 0.0$ a 0.1) se amplía a $e_r/b = 0.0$ a 0.2 . Aquí la equivalencia cualitativa se observa desde el periodo de $0.5s$. Existen valores donde ambas condiciones producen demandas muy cercanas (figs 42 y 43). Al igual que en los resultados obtenidos usando el registro de SCT-EW, cuando se tienen tres elementos resistentes (figs 44 a 46), la búsqueda de una equivalencia es más difícil de notarse.

En las gráficas tipo B (figs 47 a 53), no es claro una uniformidad del comportamiento de los elementos en incrementos del periodo de vibración, ya que se presentan cambios bruscos en la pendiente de la demanda de ductilidad. A pesar de ello, en tres elementos es fácil encontrar una semejanza entre los dos elementos extremos (figs 51 a 53).

5.5. RESUMEN DE RESULTADOS.

Hemos observado en la condición 1, cuando la excentricidad en resistencias es nula, se producen demandas de ductilidad de hasta tres veces la de una estructura simétrica. Esto significa que en nuestro modelo cuando la localización del centro de resistencia CR es igual al del centro de masa CM se provocará la respuesta más desfavorable, ya que se produce una gran concentración de ductilidad en algún elemento. Otro aspecto muy importante es que a medida que el centro de resistencia CR y el centro de rigidez CS estén más cercanos las demandas serán muy inferiores a los de una estructura simétrica. No se requiere que CS y CR queden en el

mismo punto de la losa para lograr una respuesta adecuada, ya que por lo general para valores grandes de excentricidad en resistencia la demanda de ductilidad permanece insensible. Para un acercamiento de e_r/b al punto donde las demandas de ductilidad son iguales es importante el sentido en que se realice. Por ejemplo, acercarse del lado izquierdo, un pequeño incremento en la excentricidad de la resistencia provocará cambios bruscos en la demanda de ductilidad; del lado derecho resulta más factible un acercamiento a este punto gracias a una estabilización de la demanda con un valor menor que la requerida por una estructura simétrica, no obstante que esto pueda implicar una sobrerresistencia de los elementos. Estas mismas observaciones fueron realizadas al elaborar el proyecto para el inciso 8.6 de las NTC optándose por establecer límites a la excentricidad en resistencia: "... y si Q excede de 3, resistencias tales que el centroide de resistencias se halle del mismo lado de la fuerza de cortante que el centro de torsión y e_r no será menor que $e_s - 0.1b, \dots$ ". Implícitamente se pretendía lograr con este requisito que las distribuciones de la rigidez y la resistencia de los elementos estructurales de una edificación fueran semejantes, los centros de estas propiedades dinámicas quedarían del mismo lado que en la condición 1 cuando las demandas de ductilidad, de acuerdo con este tipo de modelo, son menores que los de su estructura simétrica asociada. Sin embargo, como lo hemos visto, los límites de las hipótesis de los estudios (refs 9 y 11) que dieron pausa a esta reglamentación no fueron bien contemplados (ref 6).

En la condición 2 no es fácil lograr establecer un límite general para una respuesta menor que la simétrica. En numerosos casos, para valores de $e_r/b = 0.0$ se alcanzan valores de Q_a/Q_s mayores o menores que 1.0.

El intervalo de variación de la excentricidad en resistencia en las dos condiciones no es suficiente para realizar una generalización más amplia del principio de equivalencia. La forma en que se mide e_r provoca que se tengan diferentes valores iniciales de la resistencia en las dos condiciones estudiadas.

CAPITULO VI

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A pesar de que el número de casos estudiados es reducido se puede concluir que un criterio de diseño que no considere las distribuciones de la rigidez y la resistencia en una estructura, puede provocar que sus elementos desarrollen grandes concentraciones de ductilidad cuando un evento sísmico origina que ingresen en el intervalo inelástico de su comportamiento. Los resultados obtenidos motivan a que se busquen nuevas formas para lograr una distribución uniforme de la respuesta inelástica. En los modelos estudiados, una cercanía entre los centros de rigidez y de resistencia provocaron el mejor comportamiento.

Los resultados demuestran que las distintas formas de suponer la distribución de masa en una losa, producen diferencias notables en la respuesta de una estructura. Es difícil encontrar estructuras que puedan tener una distribución de masa como para considerarla en las esquinas de su losa. Además, se observó que con esta distribución se obtiene respuestas de ductilidad muy variables. En cambio, distribuciones de masa en los centros de los claros o masa uniforme son más comunes y se pueden desarrollar respuestas más uniformes.

Con base en los modelos estudiados se demuestra, que una excentricidad provocada por movimiento del centro de rigidez CS,

dejando fijo CM, genera una menor respuesta que si la excentricidad fuera provocada por movimiento de CM. Nuestros límites de observación del comportamiento de estructuras asimétricas en rigideces o en masas, requiere ser ampliado para valores en que la posición del centro de resistencia (CR) sobrepase los demás centros (CM y CS) a todo lo largo del eje longitudinal de la losa, ya que la equivalencia observada es cualitativa y sólo estamos observando un intervalo pequeño de las variaciones en los cambios de posición.

Es deseable ampliar el uso de registros de distintos sismos para poder generalizar el comportamiento observado.

Se sugiere el uso de marcos para el análisis, ya que aquí sólo consideramos elementos de cortante. Se sugiere además: aumentar el número de elementos, el número de niveles, considerar diferentes tipos de comportamiento carga-deformación y otras formas de distribuir la rigidez y la resistencia, junto con un apego o no a las excentricidades de diseño de las NTC. También es necesario incorporar a otros estudios diferente a los anteriores la degradación de la rigidez y la resistencia.

Como comentario final, en el estudio se tuvo un criterio determinista de los valores de rigidez y resistencia. Investigaciones como la ref 8 considerando la incertidumbre en estos valores lleva a resultados importantes.

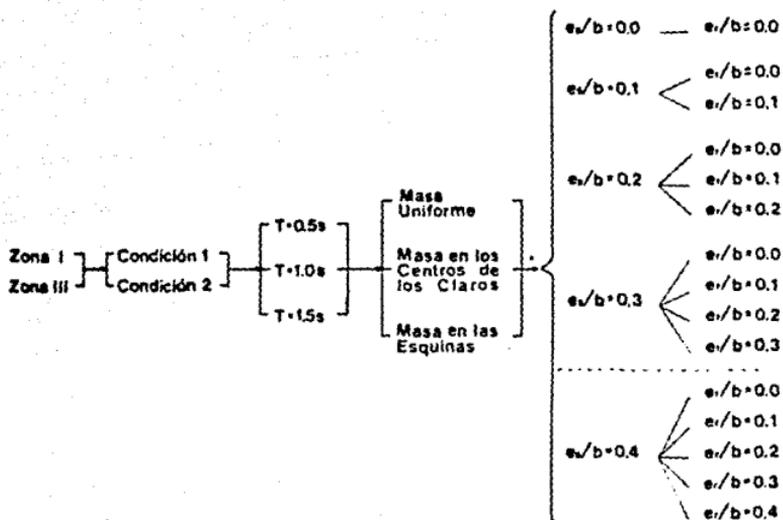
REFERENCIAS.

- 1) Arias, A., "A Measure of Earthquake Intensity", Seismic Design for Nuclear Power Plants, Robert J. Hansen, editor, England, 1971, pp. 438-483.
- 2) Ayre, R. S., "Interconnection of Translational and Torsional Vibrations in Buildings", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 28, No. 2, Apr., 1938, pp. 89-130.
- 3) Bathe, K. J. and Wilson, E. L., Numerical Methods in Finite Element Analysis, Prentice-Hall, Inc., New York, 1976.
- 4) Bozorgnia, Y. and Tso, W. K., "Inelastic Earthquake Response of Asymmetric Structures", Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 112, No. 2, Feb., 1986, pp. 383-400.
- 5) Clough, R. W. and Penzien, J., Dynamics of Structures, Mc Graw-Hill, Inc., New York, 1975.
- 6) Dany, J., "Comentarios al Inciso 8.6 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Ingeniería Sísmica, no. 33, agosto de 1988, p. 66-99.
- 7) Elorduy, J. y Rosenblueth, E., "Torsiones Sísmicas en Edificios de un Piso", Segundo Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México, vol. III, 1968.

- 8) Escobar, J. A., Ayala, G. y Gómez, R., "Respuesta No Lineal de Estructuras con Parámetros Inciertos", VIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, México, vol. II, 1989, p. E105-E114.
- 9) Gómez, R., Ayala, G. y Jaramillo, J. D., "Respuesta Sísmica de Edificios Asimétricos", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, 1987.
- 10) Housner, G. W. and Outinen, H., "The Effect of Torsional Oscillations on Earthquake Stress", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 48, 1958, pp. 221-229.
- 11) Jaramillo, J. D., "Torsión Sísmica de Edificios", Tesis de Maestría, DEPEI, UNAM, 1987.
- 12) Kan, C. L. and Chopra, A. K., "Coupled Lateral Torsional Response of Buildings To Ground Shaking", Report No. UCB/EERC-76/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, May, 1976.
- 13) Kan, C. L. and Chopra, A. K., "Linear and Nonlinear Earthquake Response of Simple Torsionally Coupled Systems", Report No. UCB/EERC-79/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, Feb., 1976.
- 14) Kan, C. L. and Chopra, A. K., "Torsional Coupling and Earthquake Response of Simple Elastic and Inelastic Systems", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 107, Aug., 1981, pp. 1569-1588.
- 15) Newmark, N. M. y Rosenblueth, E., Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Ed. Diana, México, 1979, p. 525-535.

- 16) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., octubre 29, 1987.
- 17) Park, R. y Paulay, T., Estructuras de Concreto Reforzado, Ed. Limusa, México, 1979, p. 565-590.
- 18) Tso, W. K. and Dempsey, K. M., "Seismic Torsional Provisions for Dynamic Eccentricity", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 8, 1980, pp. 275-289.
- 19) Tso, W. K. and Sadek, A. W., "Inelastic Response of Eccentric Buildings Subjected to Bi-Directional Ground Motions", VIII World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, 1984.
- 20) Yamasaki, Y., "Inelastic Torsional Response of Structures Subjected to Earthquake Ground Motions", Report No. UCB/EERC-80/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, Apr., 1980.

TABLAS Y FIGURAS.



----- LIMITE DE VARIACION PARA
DEL ELEMENTOS

* PARA CADA ELECCION DE PARAMETROS SE REALIZARON TODAS LAS VARIACIONES DE $e/b = 0, 0,1, 0,2, 0,3, 0,4$ MOSTRALES

Tabla 1. Parámetros utilizados para los modelos de 2 y 3 elementos.

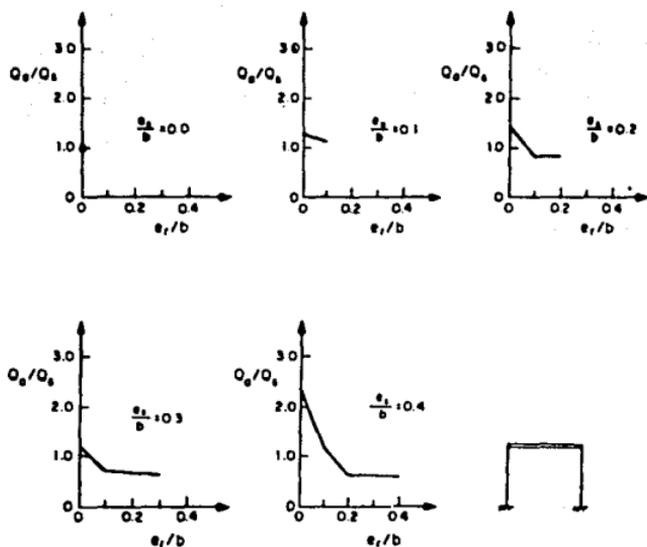


fig 1. Demanda máxima de ductilidad de un modelo con dos elementos resistentes, $T=1.0s$, señal SCT-EW.

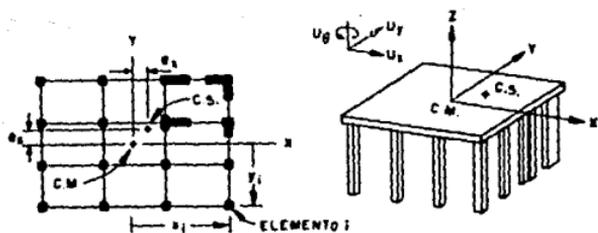


fig 2. Modelo estructural de un nivel.

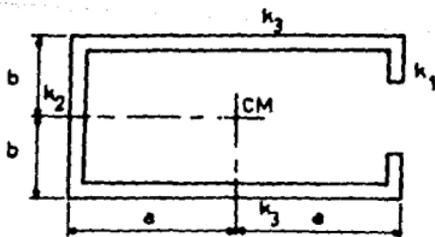


fig 3. Modelo estructural utilizado por Housner y Dutinen.

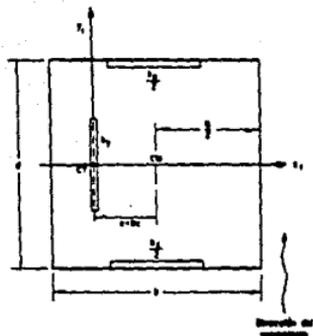


fig 4. Modelo asimétrico con una distribución particular de masa y rigidez utilizado por Elorduy y Rosenblueth.

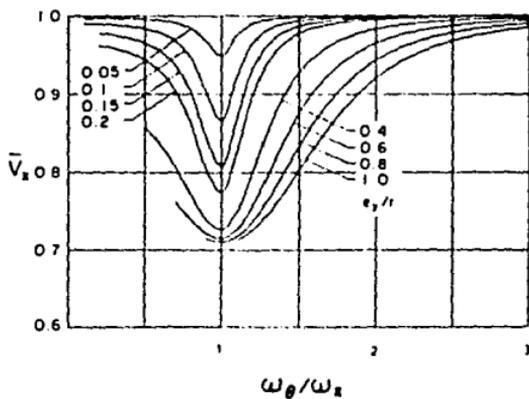


fig 5. Fuerza cortante normalizada para un modelo de un nivel.

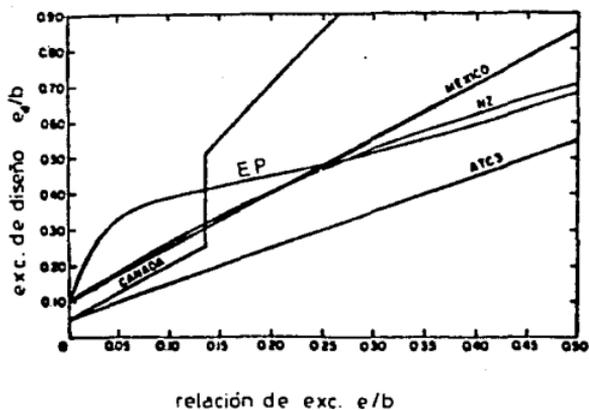


fig 6. Comparación de las excentricidades de diseño de distintos reglamentos con la de un modelo diseñado con $\Omega=1$ y espectro plano.

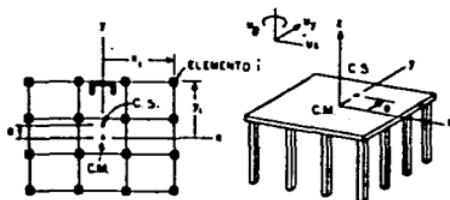


fig 7. Modelo estructural con asimetría parcial.

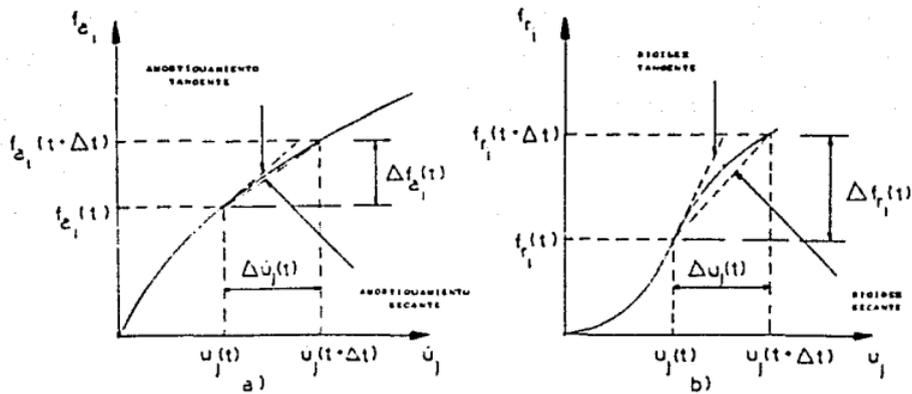


Fig 8. Coeficientes no-lineales: a) amortiguamiento viscoso c_{ij} y b) rigidez k_{ij} .

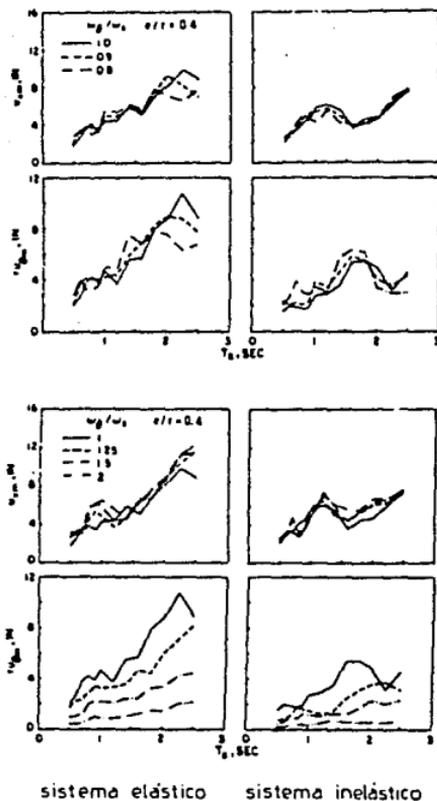


Fig 9. Máximo desplazamiento lateral y torsional para los sistemas acoplados.

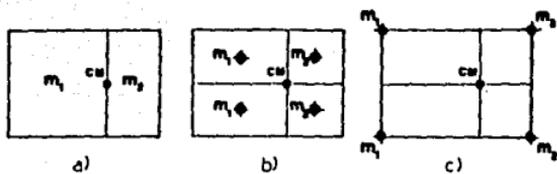


fig 13. Distribuciones de masa en la losa: a) masa uniforme; b) masa en los centros de los claros y c) masa en las esquinas.

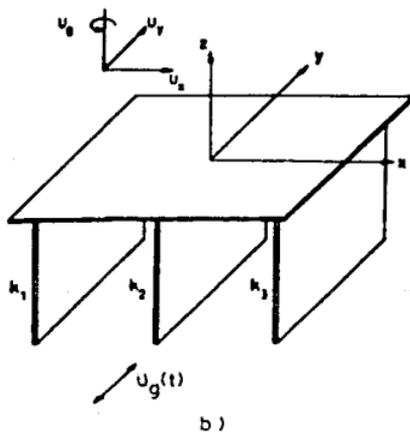
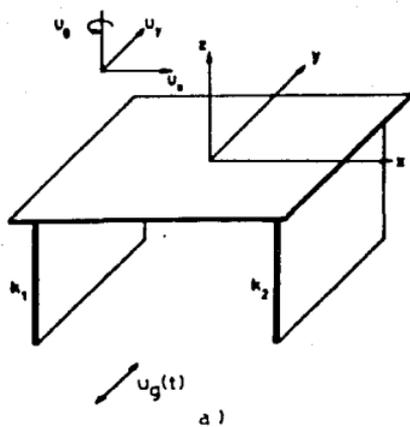


fig 12. Modelos estructurales: a) con dos elementos resistentes y b) con tres elementos resistentes.

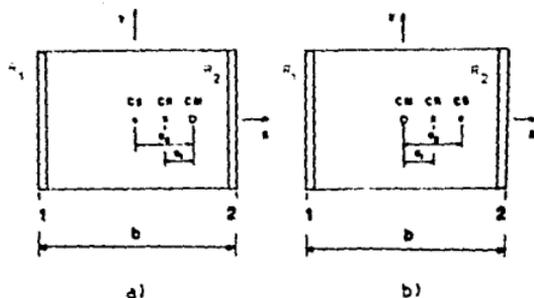


fig 14. Modelo estructural con 2 elementos resistentes:
 a) condición 1. excentricidad provocada por CM y
 b) condición 2. excentricidad provocada por CS.

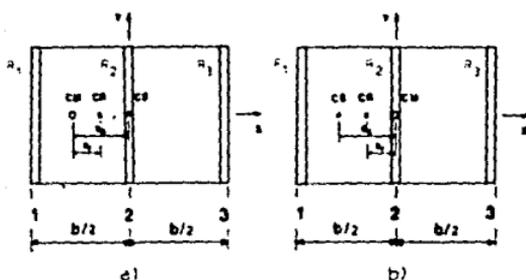


fig 15. Modelo estructural con 3 elementos resistentes:
 a) condición 1. excentricidad provocada por CM y
 b) condición 2. excentricidad provocada por CS.

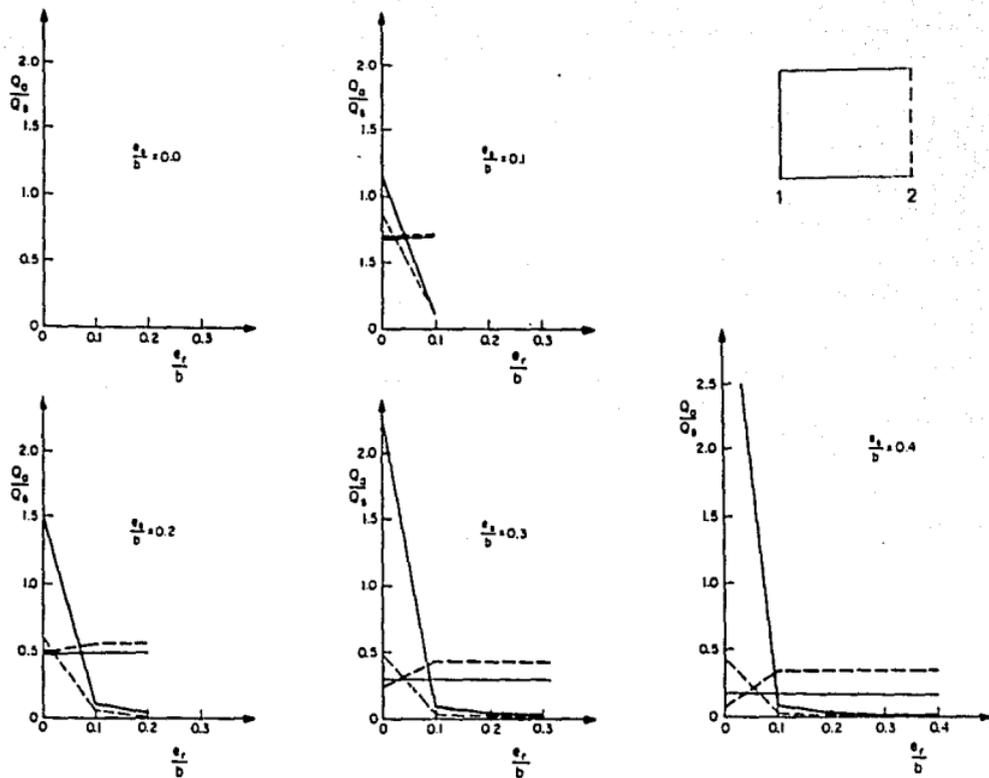


fig 16. Demanda máxima de ductilidad, $T=0.5s$, masa uniforme, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

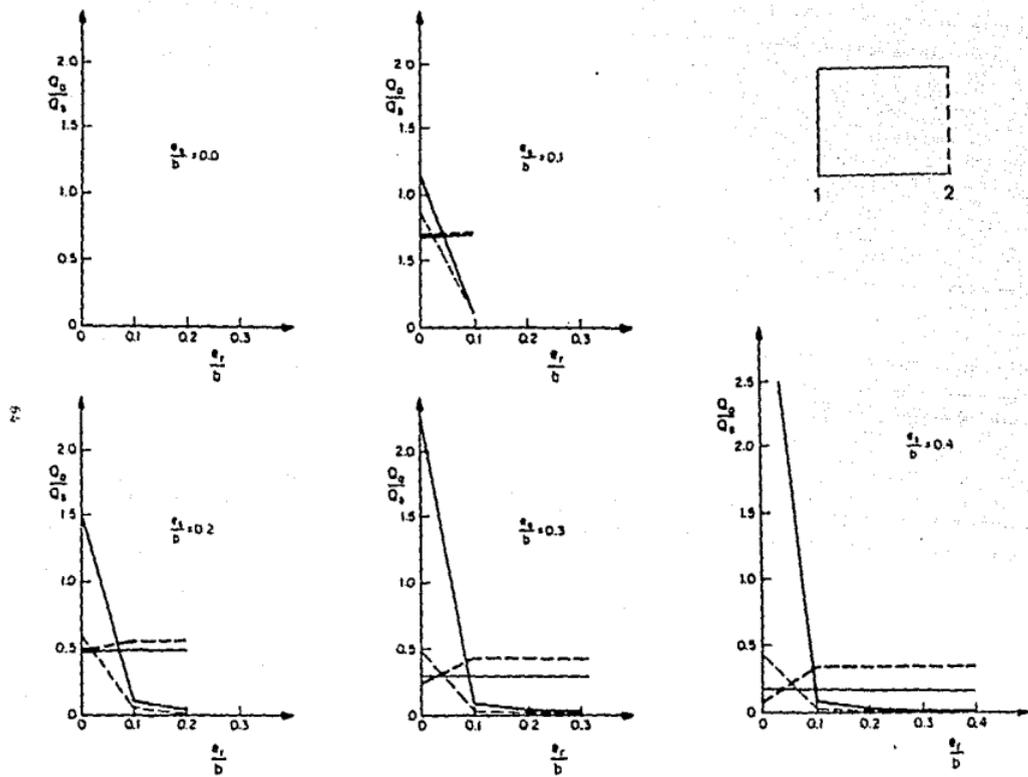


Fig 16. Demanda máxima de ductilidad. $T=0.5s$, masa uniforme, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

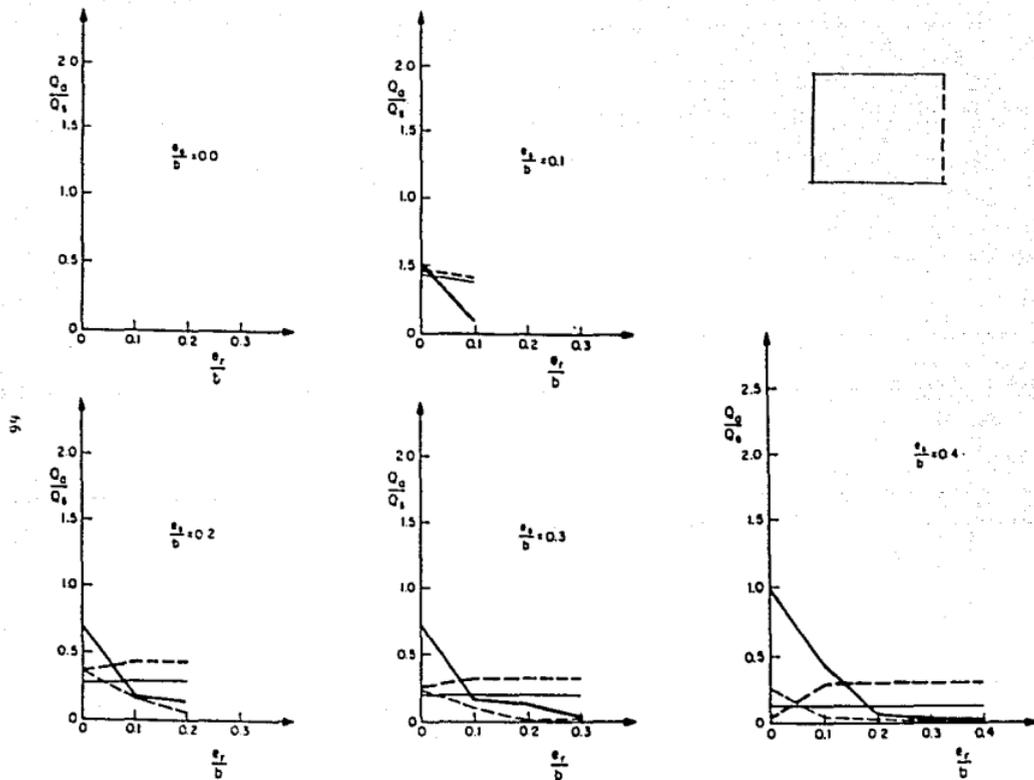


Fig 18. Demanda maxima de ductilidad. $T=0.5s$, masa en las esquinas, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

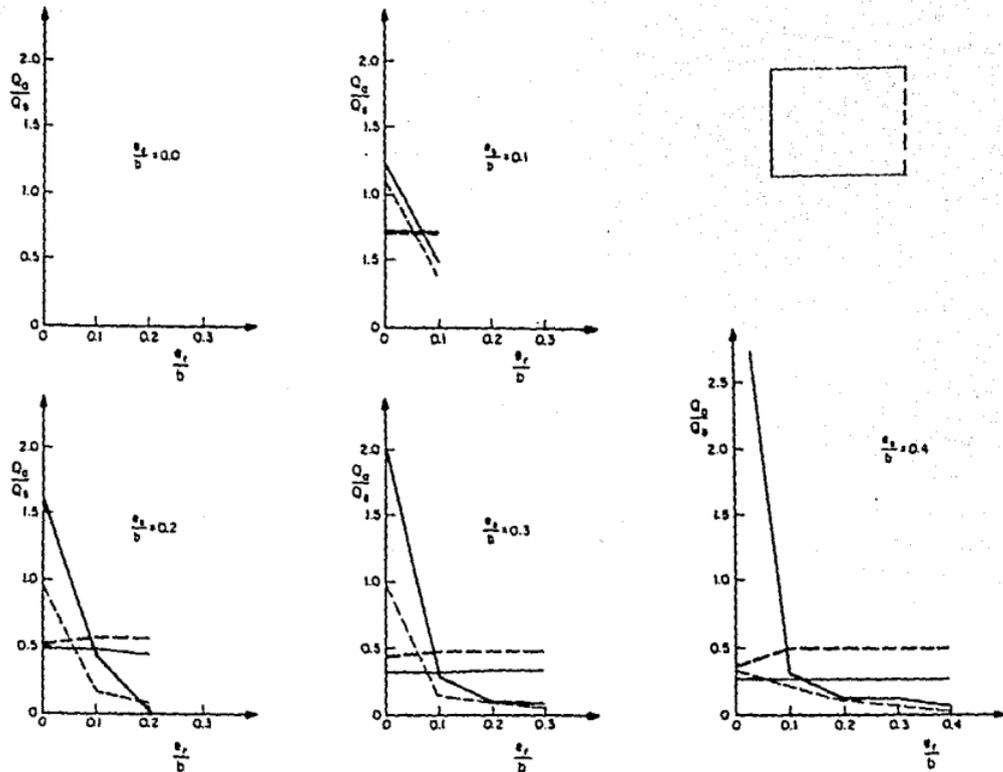


Fig 19. Demanda máxima de ductilidad. $T=1.0s$, masa uniforme, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

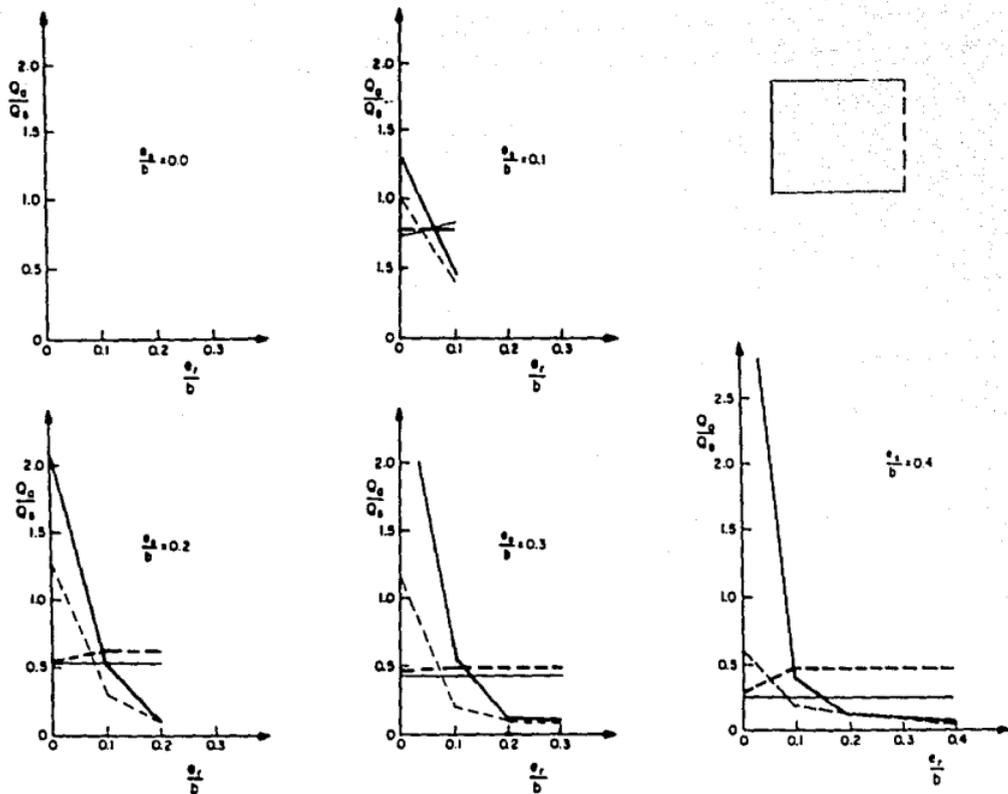


fig 20. Demanda máxima de ductilidad. $T=1.0s$, masa en los centros de los claros, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

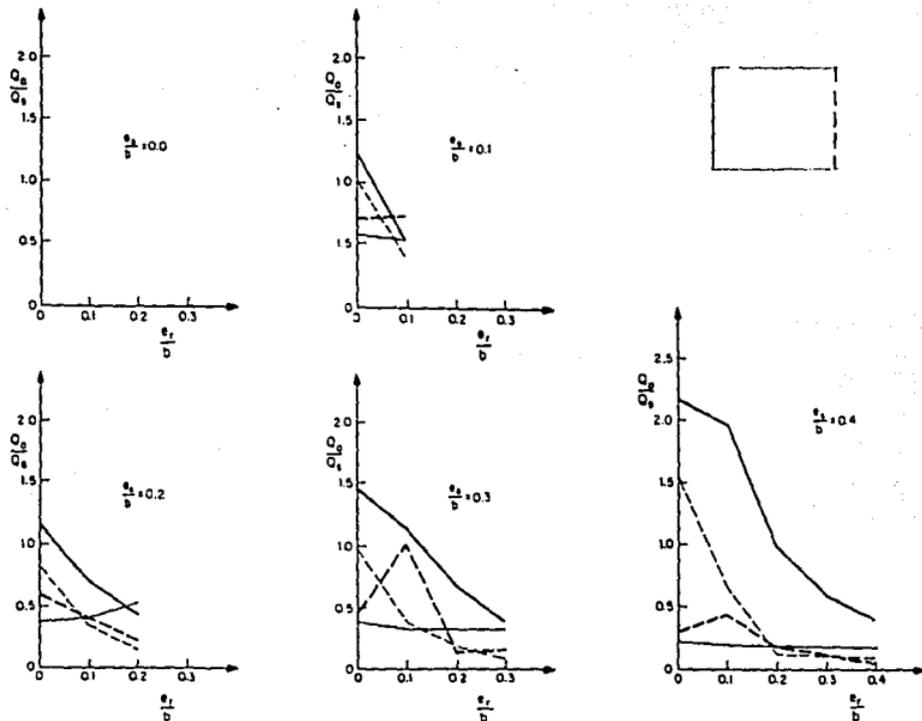


Fig 21. Demanda maxima de ductilidad. $T=1.0s$, masa en las esquinas, registro SCT-EW, grafica tipo A.

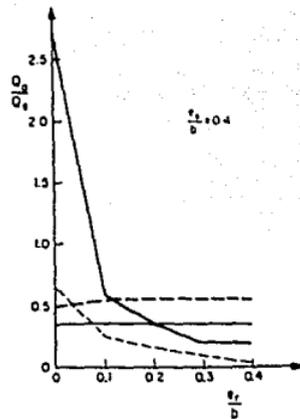
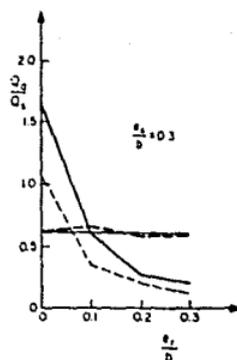
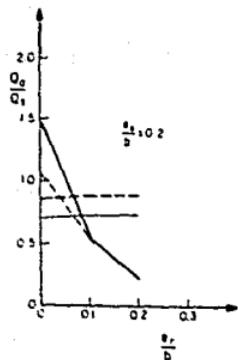
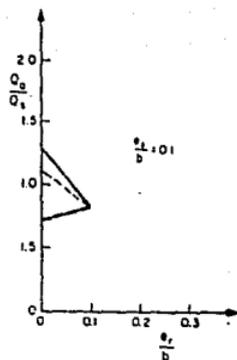
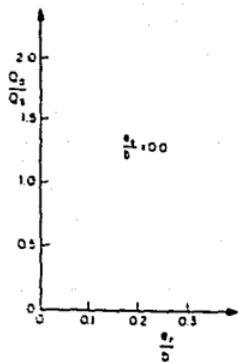


Fig. 22. Demanda máxima de ductilidad, $T=1.5s$, masa uniforme .
registro SCT-EW, gráfica tipo A.

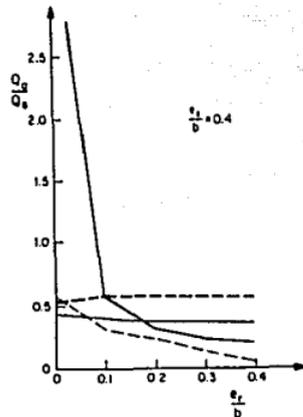
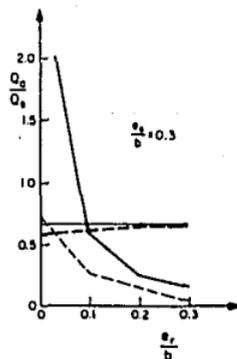
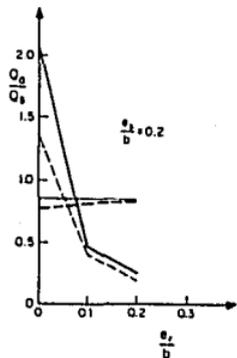
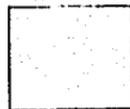
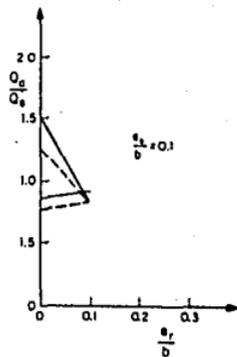
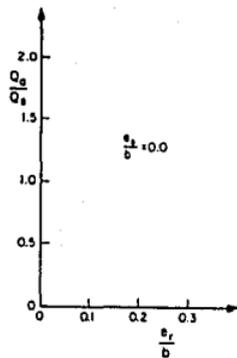


Fig 23. Demanda máxima de ductilidad, $T=1.5s$, masa en los centros de los claros, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

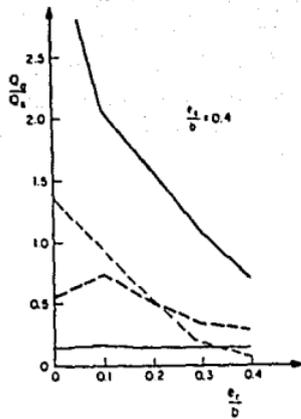
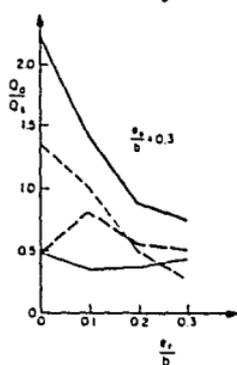
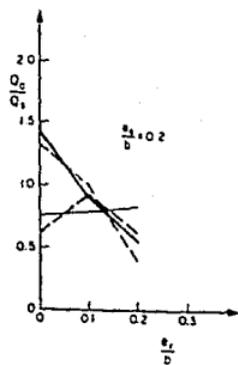
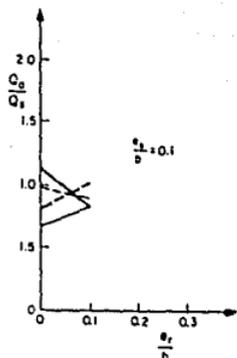
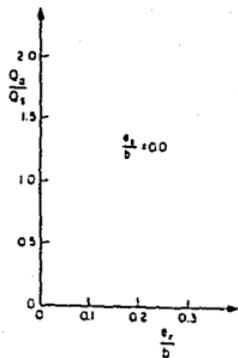


Fig 24. Demanda máxima de ductilidad. $T=1.5s$, masa en las esquinas, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

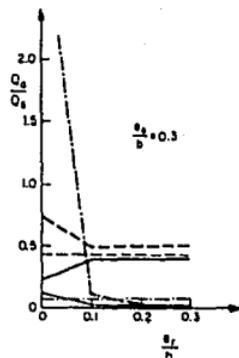
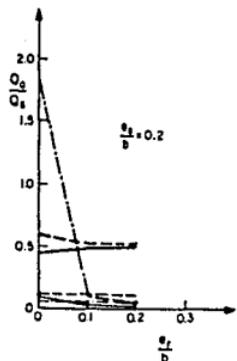
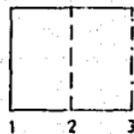
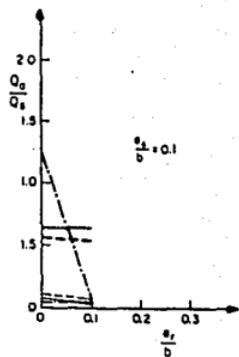
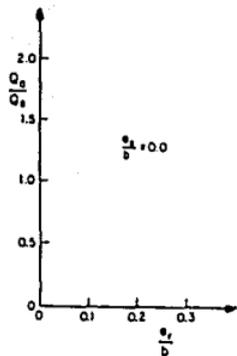


fig 25. Demanda máxima de ductilidad, $T=0.5s$, masa uniforme, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

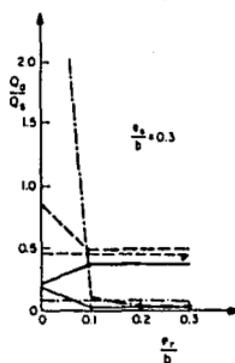
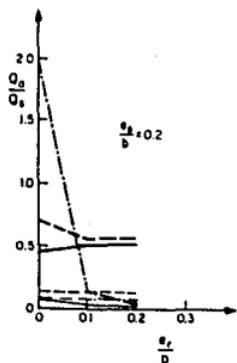
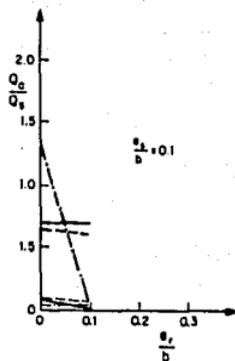
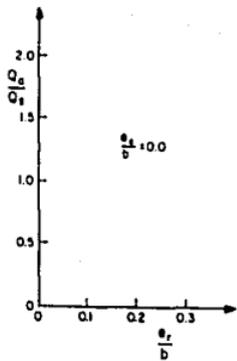


fig 26. Demanda máxima de ductilidad, $T=0.55$, masa en los centros de los claros, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

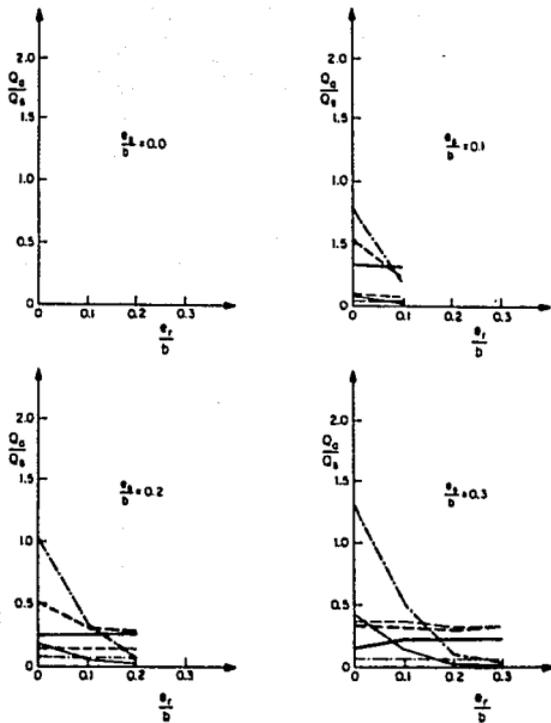


fig 27. Demanda máxima de ductilidad, $T=0.3s$, masa en las esquinas, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

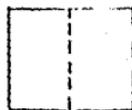
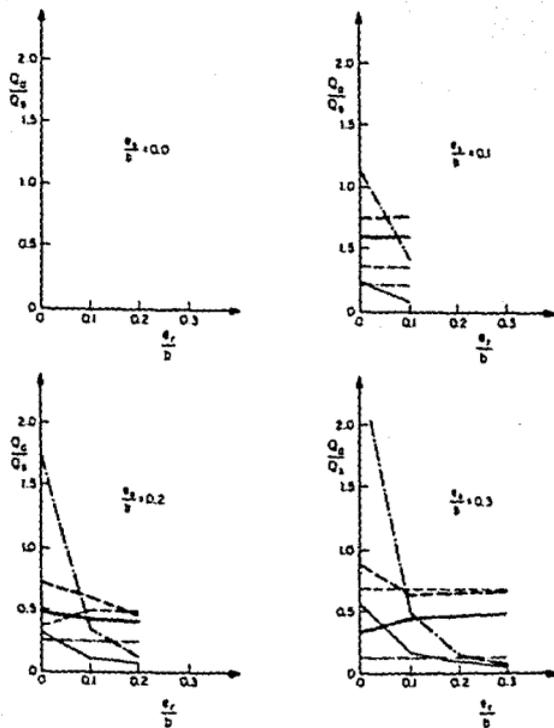


fig 28. Demanda máxima de ductilidad. $I=1.0$ s. masa uniforme registro SCT-EM, gráfica tipo A.

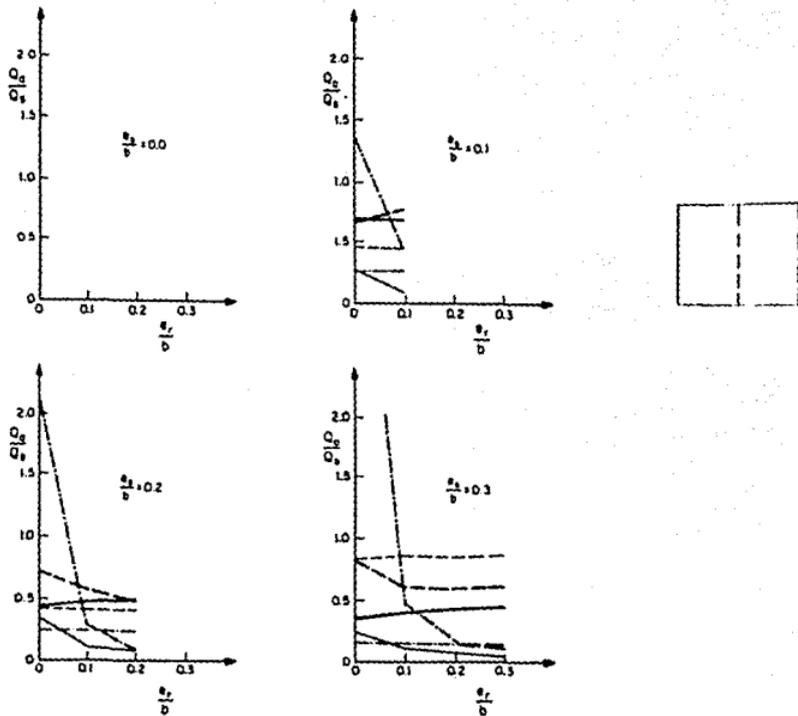
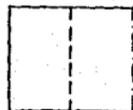
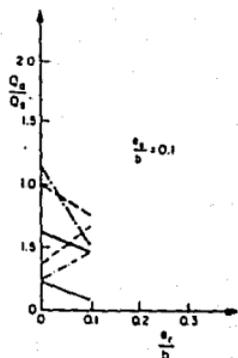
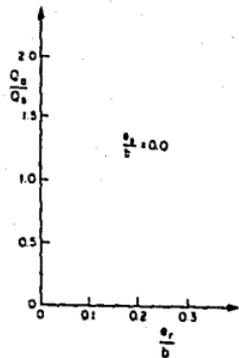


Fig 24. Demanda maxima de ductilidad, $T=1.0s$, masa en los centros de los claros, registro SCT-EW, gráfica tipo A.



78

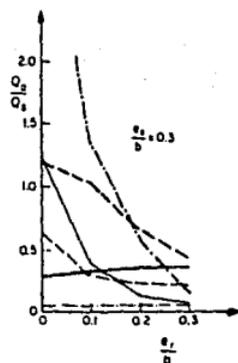
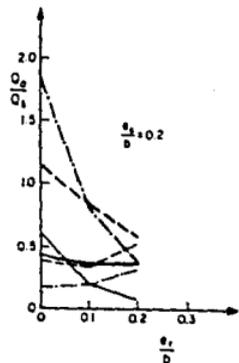


Fig 30. Demanda máxima de ductilidad, $T=1.0s$, masa en las esquinas, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

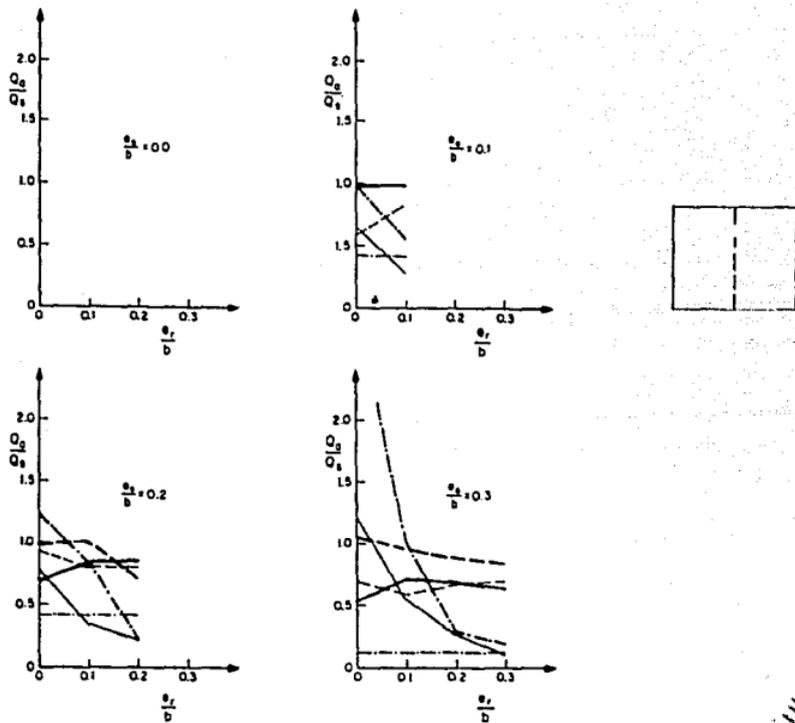


fig 31. Demanda maxima de ductilidad, $T=1.5s$, masa uniforme .
registro SCT-EW, grafica tipo A.

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES
 EN INGENIERIA Y CIENCIAS
 DE LA CONSTRUCCION

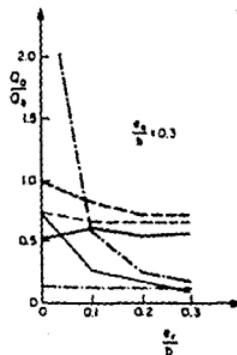
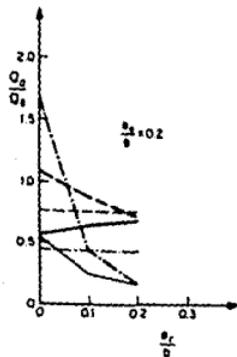
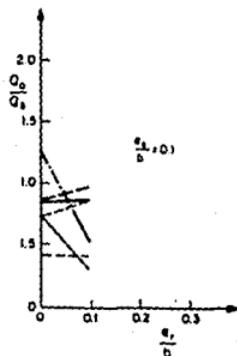
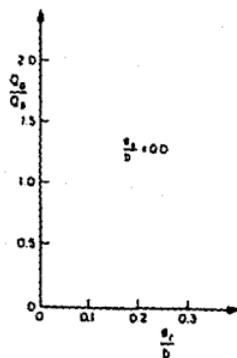


Fig 32. Demanda máxima de ductilidad, $T=1.5s$, masa en los centros de los claros, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

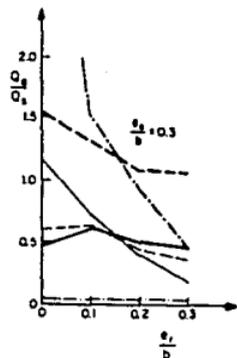
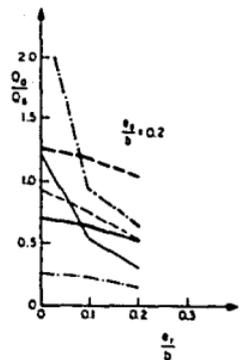
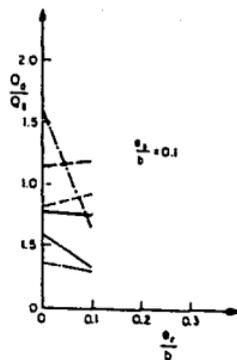
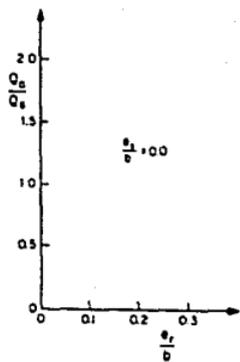


fig 33. Demanda máxima de ductilidad, $T=1.5s$, masa en las esquinas, registro SCT-EW, gráfica tipo A.

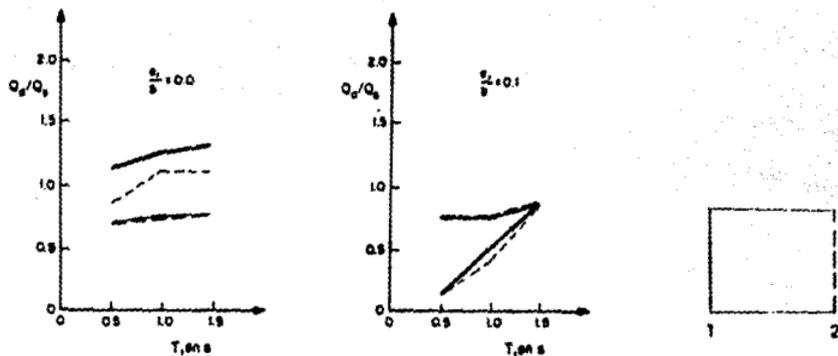


Fig 14. Demanda máxima de ductilidad, masa uniforme, registro SCT-EW, $e_s/b=0.1$, gráfica tipo B.

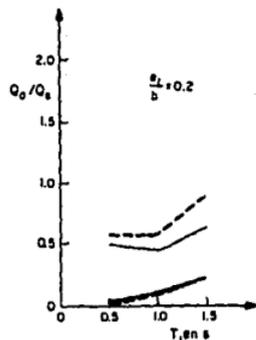
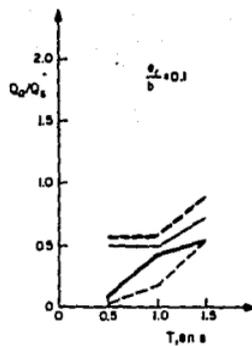
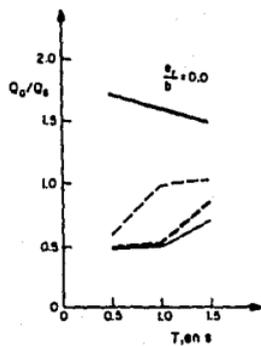


fig 35. Demanda máxima de ductilidad, masa uniforme, registro SCT-EW, $a_L/b=0.2$, gráfica tipo B.

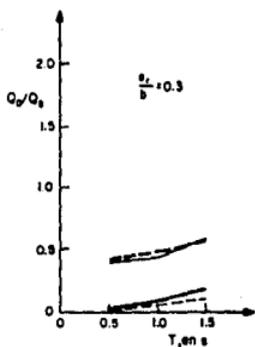
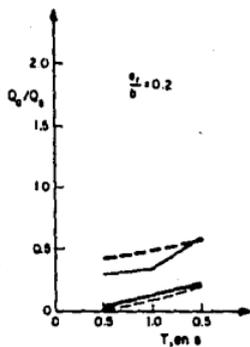
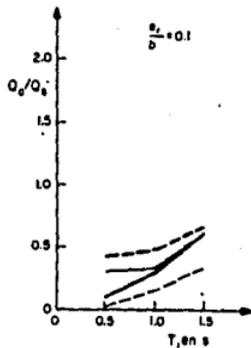
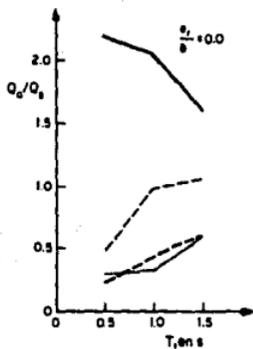


fig 36. Demanda máxima de ductilidad, masa uniforme, registro SCT-EW, $e_s/b=0.3$, gráfica tipo B.

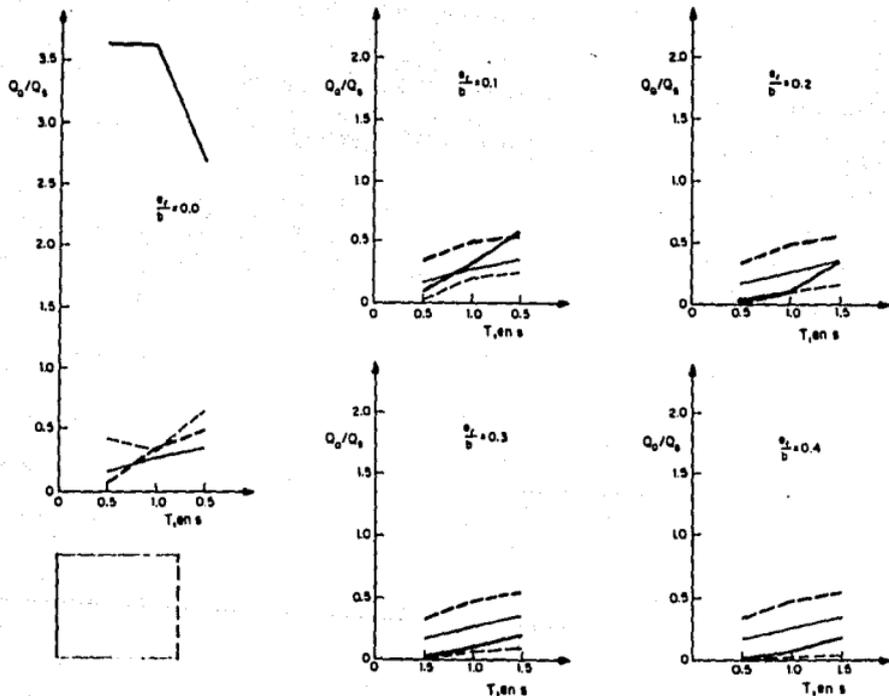


fig 37. Demanda máxima de ductilidad, masa uniforme, registro BCT-EW, $e_3/b=0.4$, gráfica tipo B.

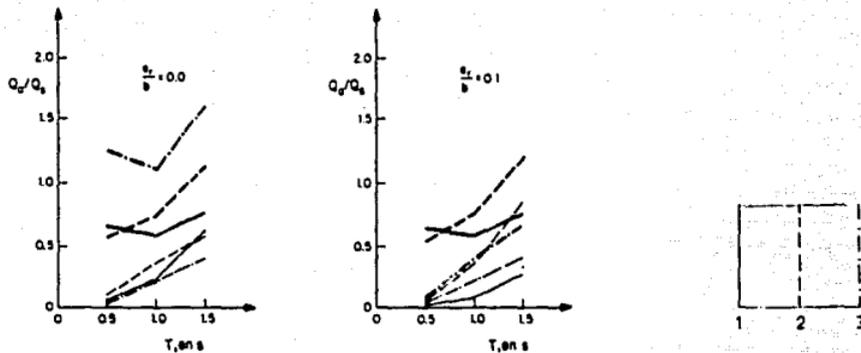


fig 38. Demanda máxima de ductilidad. masa uniforme, registro SCT-EW. $e_s/b=0.1$, gráfica tipo B.

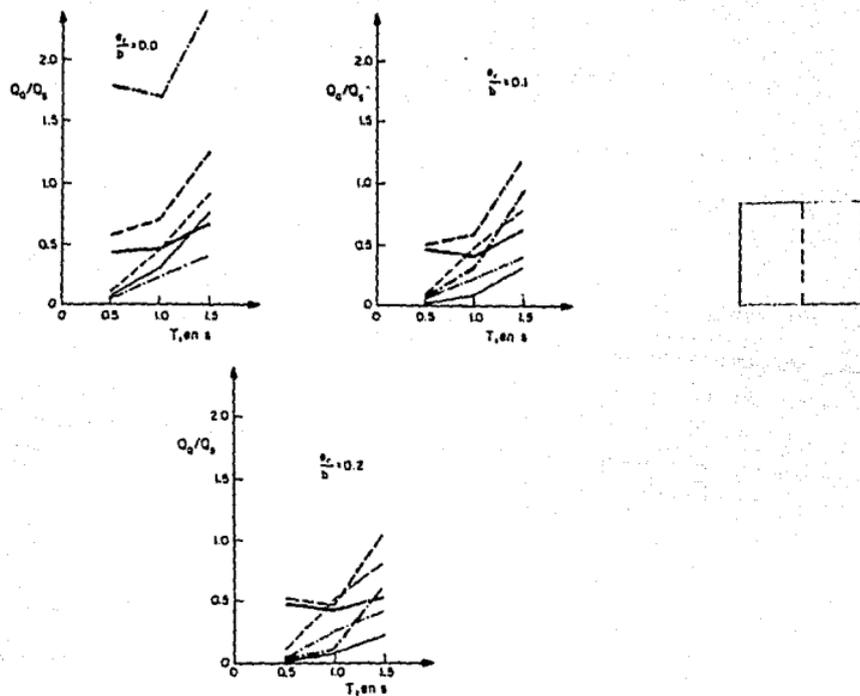


fig 39. Demanda máxima de ductilidad, masa uniforme, registro SCT-EW, $\mu_s/b=0.2$, gráfica tipo B.

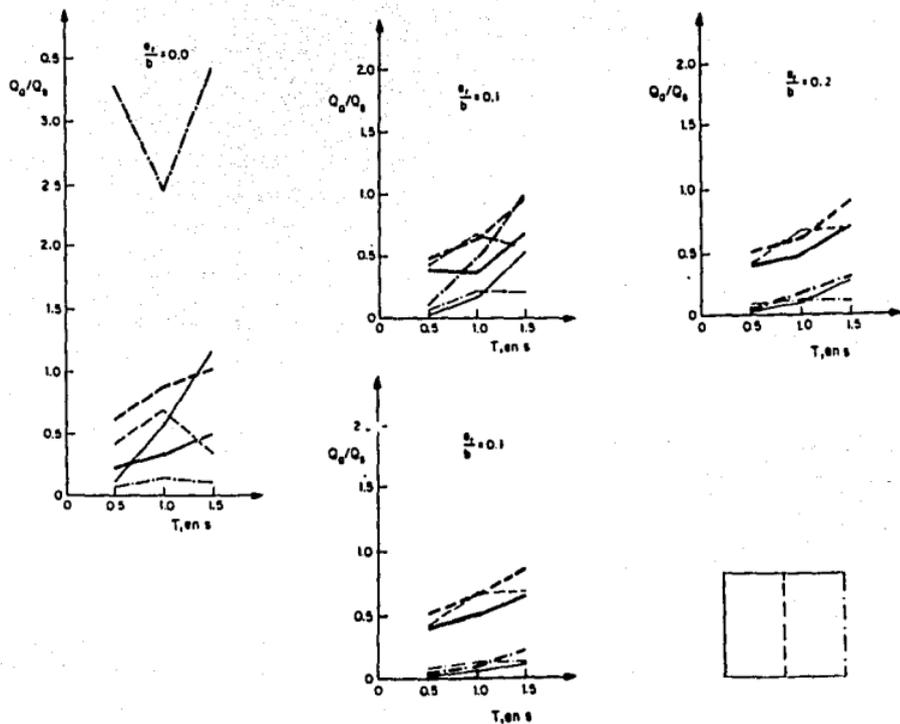


Fig 40. Demanda máxima de ductilidad, masa uniforme. registro SCT-EW, $\eta_s/b=0.3$, gráfica tipo B.

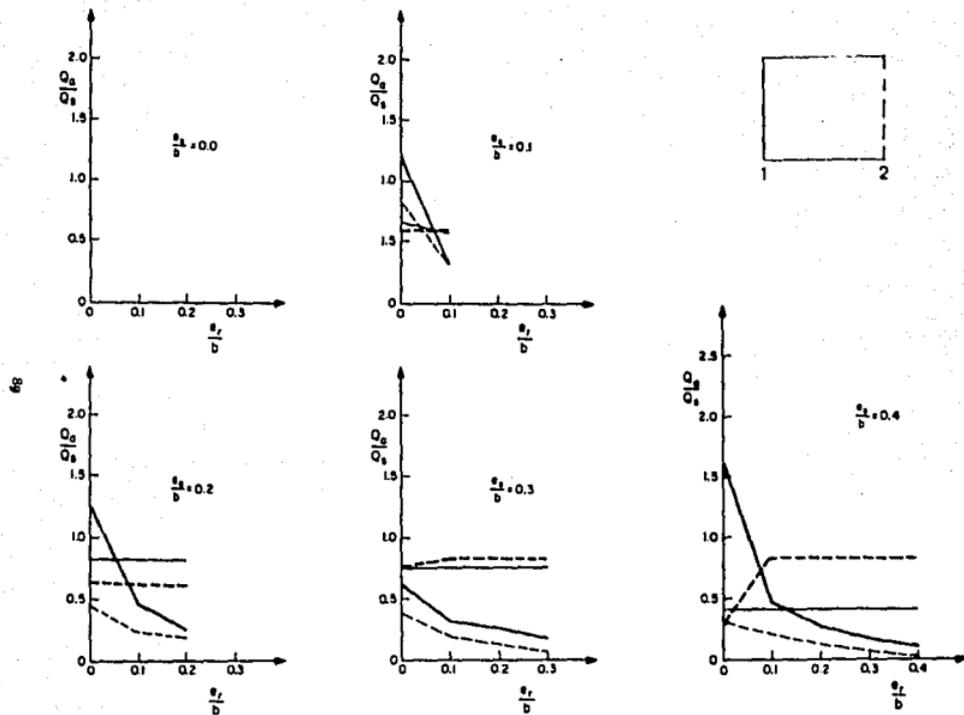


fig 41. Demanda máxima de ductilidad, $T=0.5s$, masa uniforme, registro CU-EW, gráfica tipo A.

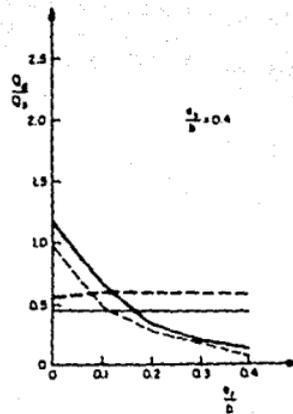
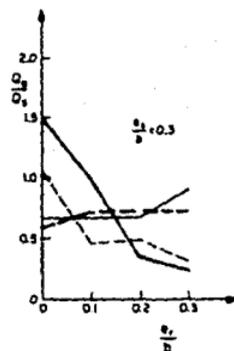
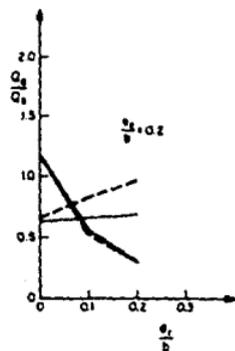
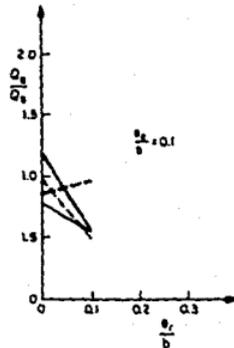
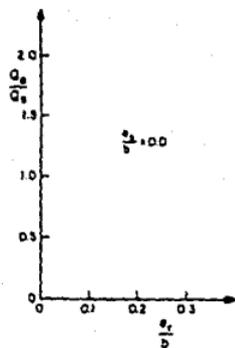


fig 42. Demanda máxima de ductilidad. $T=1.0s$, masa uniforme, registro EU-EW, gráfica tipo A.

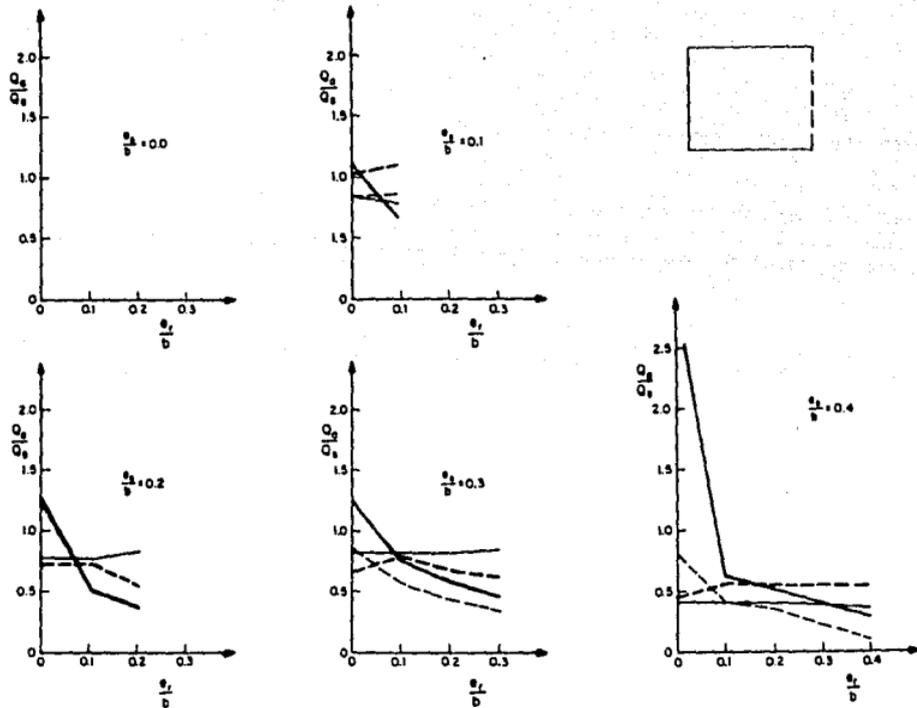


fig 43. Demanda máxima de ductilidad. $l=1.5s$. masa uniforme, registro CU-EW, gráfica tipo A.

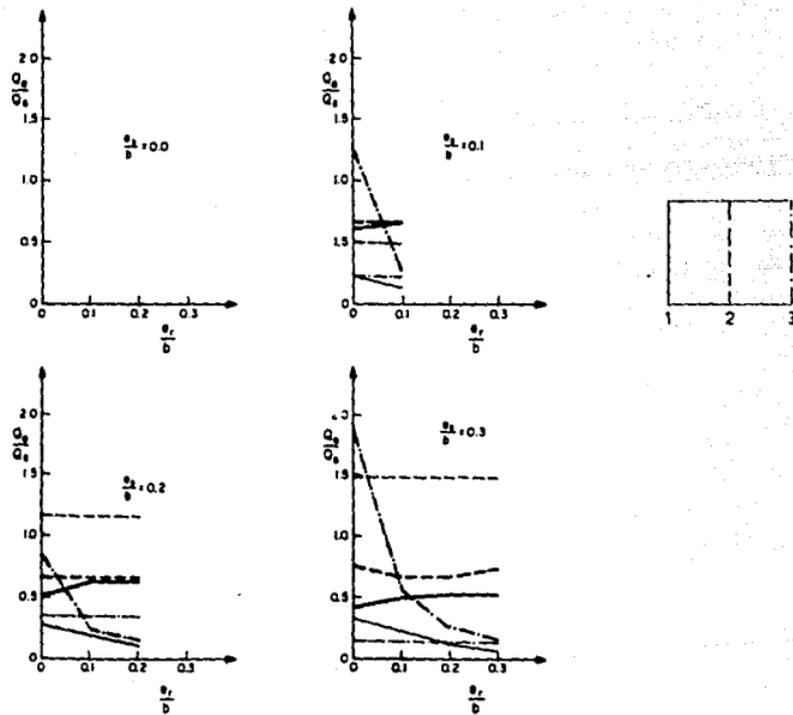


fig 44. Demanda máxima de ductilidad. $T=0.5s$. masa uniforme, registro CU-EW. gráfica tipo A.

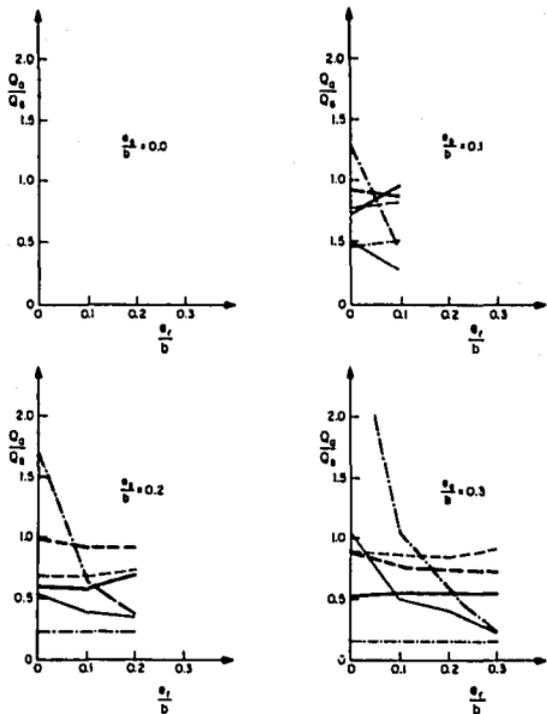


Fig 45. Demanda máxima de ductilidad, $T=1.0s$, masa uniforme, registro CU-EW, gráfica tipo A.

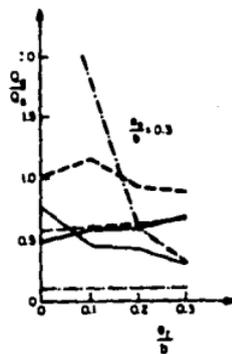
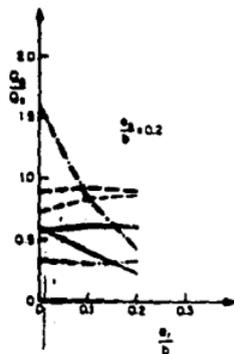
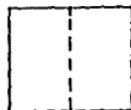
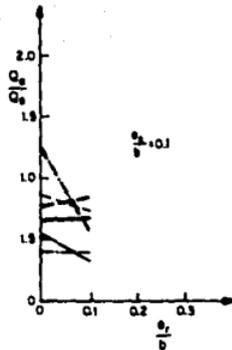
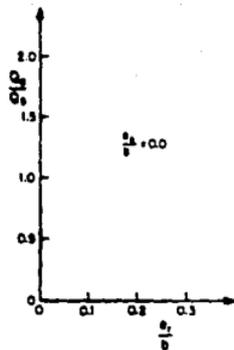


Fig. 46. Demanda máxima de ductilidad, $T=1.5s$. masa uniforme. registro CU-EM, gráfica tipo A.

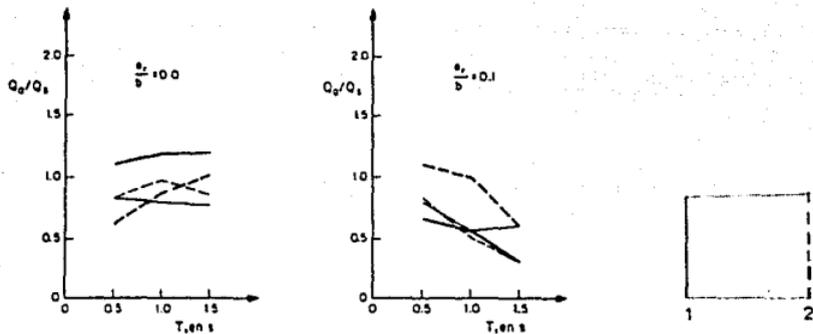
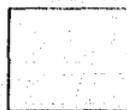
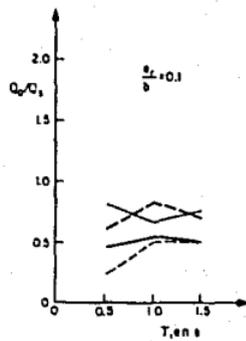
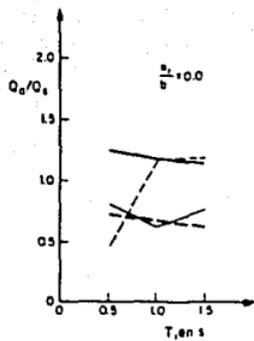


fig 47. Demanda máxima de ductilidad. masa uniforme, registro LU-EW, $e_2/b=0.1$, gráfica tipo B.



96

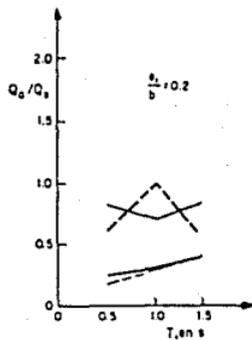


fig 4B. Demanda máxima de ductilidad, masa uniforme, registro LU-EW, $e_s/b=0.2$, gráfica tipo B.

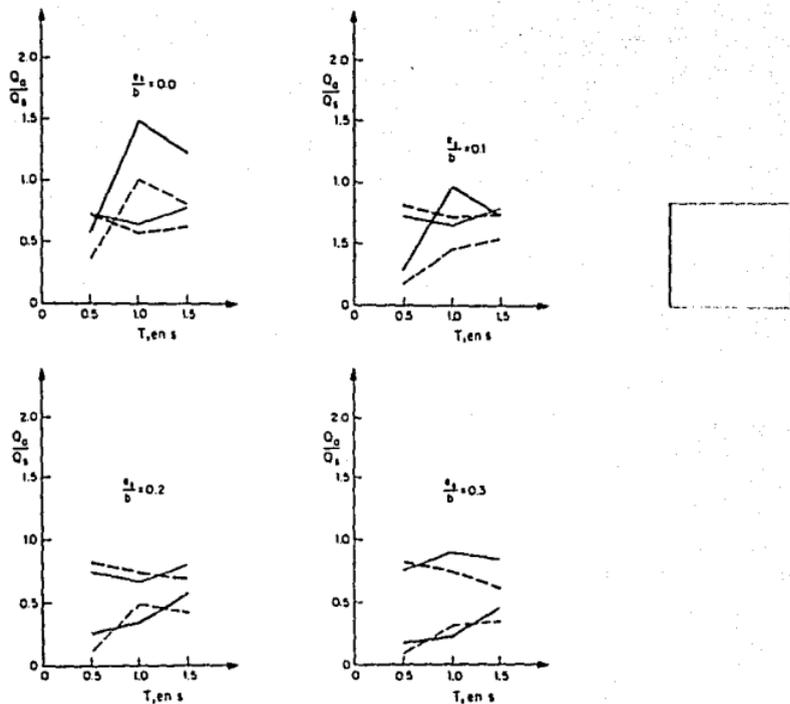


fig 49. Demanda máxima de ductilidad, masa uniforme, registro CU-EW, $e_1/b=0.3$, gráfica tipo B.

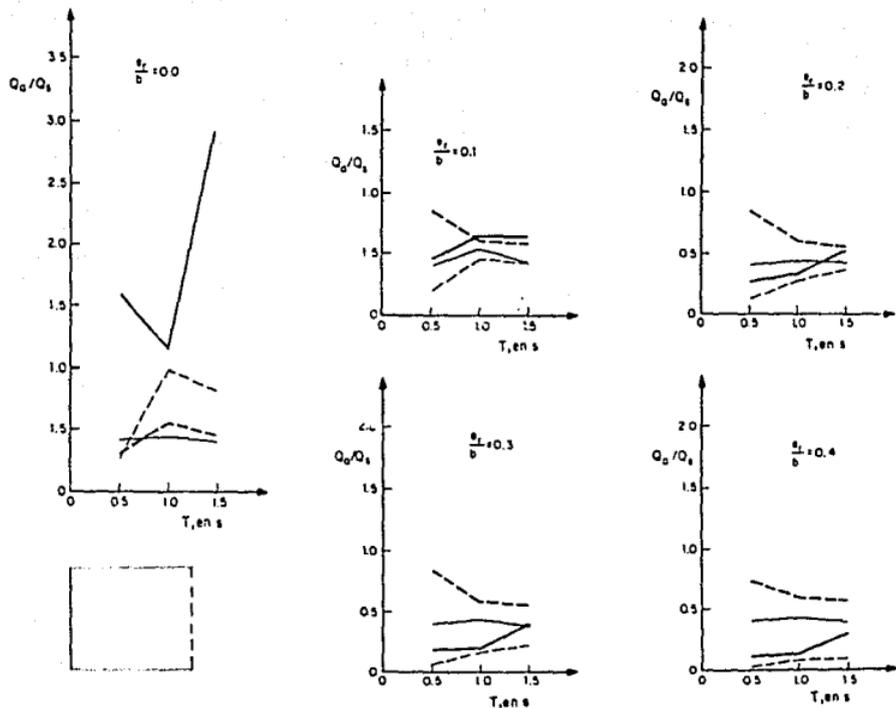


fig 50. Demanda máxima de ductilidad, masa uniforme, registro LU-EW, $e_y/b=0.4$, gráfica tipo B.

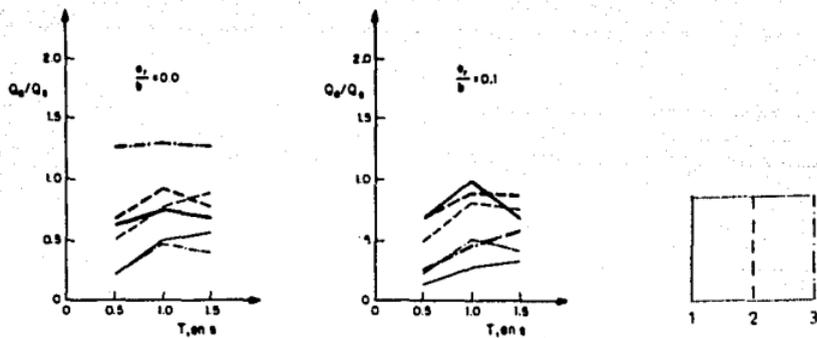


fig 51. Demanda máxima de ductilidad, masa uniforme, registro CU-EW, $e_s/b=0.1$, gráfica tipo B.

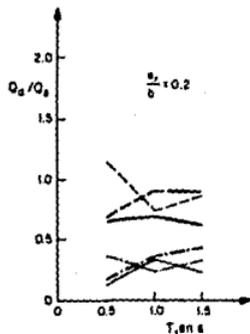
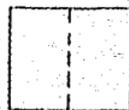
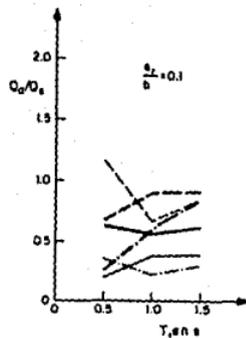
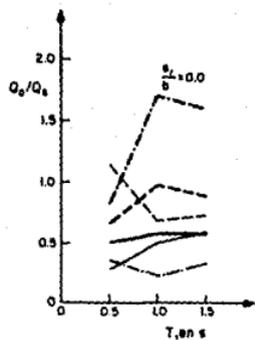


Fig 52. Demanda máxima de ductilidad, masa uniforme, registro LU-EW, $e_s/b=0.2$, gráfica tipo B.

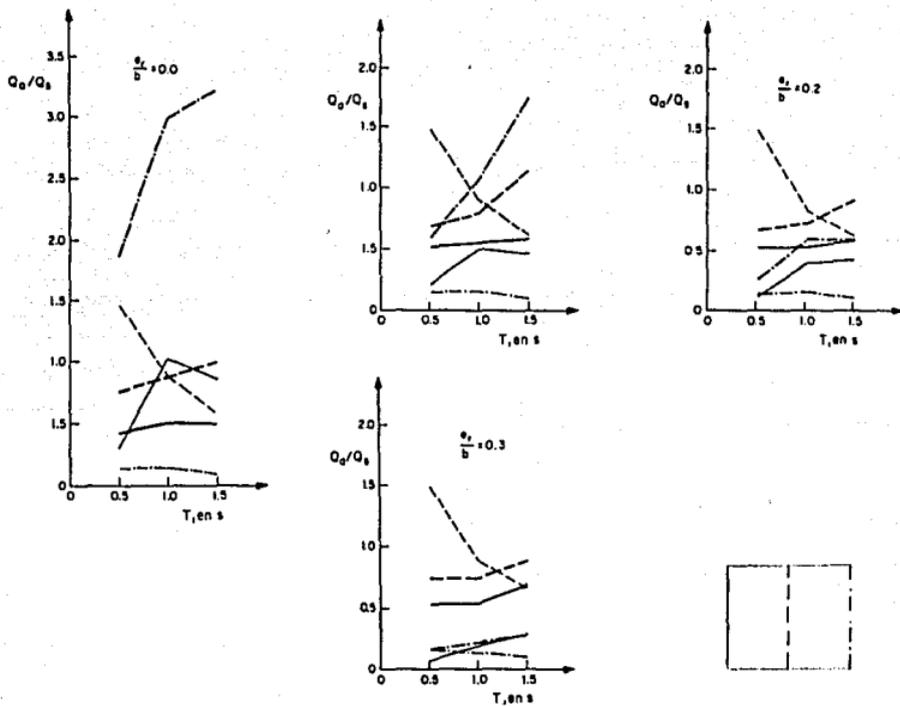


Fig 53. Demanda máxima de ductilidad. masa uniforme. registro LU-EW, $c_s/h=0.3$, gráfica tipo B.